



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



DISEÑO HIDRÁULICO DEL DIQUE EXTERIOR DEL NUEVO PUERTO DE SAN ANTONIO (Chile), VERIFICACIÓN PROBABILISTA DE NIVEL III Y EVALUACIÓN DE COSTES ASOCIADOS A LA OBRA

Trabajo realizado por:

Francisco José Cerda Rojo

Dirigido:

Javier López Lara

Titulación:

**Máster Universitario
en Costas y Puertos**

Santander, Septiembre de 2020

TRABAJO FIN DE MÁSTER

DISEÑO HIDRÁULICO DEL DIQUE EXTERIOR DEL NUEVO PUERTO DE SAN ANTONIO (CHILE), VERIFICACIÓN PROBABILISTA DE NIVEL III Y EVALUACIÓN DE COSTES ASOCIADOS A LA OBRA

Para:	Universidad de Cantabria
Documento:	Trabajo Fin de Máster (TFM)
Ejecutado por:	Francisco José Cerda Rojo
Tutor:	Javier López Lara
Máster:	Costas y Puertos
Fecha de entrega:	Viernes 18 de septiembre de 2020

Documento	Código	Fecha	Nº Páginas
TFM	M1872	18/09/2020	125

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	10
RESUMEN	11
ABSTRACT	13
1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 MOTIVACIÓN Y ESTADO DEL ARTE.....	17
2 OBJETIVOS	19
2.1 OBJETIVO GENERAL	19
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	20
3.1 METODOLOGÍA Y ETAPAS DEL ESTUDIO	21
4 PUERTO SAN ANTONIO	24
4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL ACTUAL Y LOCALIZACIÓN	24
4.1.1 CARACTERÍSTICAS METEOROLÓGICAS Y AMBIENTALES GENERALES.....	25
4.1.1.1 DIRECCIÓN Y VELOCIDAD DE VIENTO PREDOMINANTE	25
4.1.1.2 DIRECCIÓN Y VELOCIDAD DE LA CORRIENTE.....	26
4.1.1.3 ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE.....	27
4.1.1.4 RÉGIMEN DE MAREA.....	27
4.1.1.5 TIPO DE FONDO	28
4.2 PROYECTO DEL PUERTO EXTERIOR DE SAN ANTONIO	28
4.2.1 LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	29
5 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	31
5.1 BASES DE DATOS DEL OLEAJE	31
5.2 BATIMETRÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO	32
5.3 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE NIVEL I	34
5.3.1 PERIODO DE RETORNO SEGÚN ROM	34
5.3.2 OPERATIVIDAD MÍNIMA EXIGIBLE.....	35
5.4 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE NIVEL III	37
5.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y SU VARIABILIDAD	38
5.4.2 INCERTIDUMBRES PARA EL CÁLCULO DEL ESPALDÓN	38
6 DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS.....	39
6.1.1 CARACTERIZACIÓN DEL OLEAJE DIRECCIONAL Y NIVEL DEL MAR	39
6.2 RESUMEN CAPÍTULO CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS	44
7 PROPAGACIÓN DE OLEAJE	45
7.1 ALGORITMO DE MÁXIMA DISIMILITUD	45
7.2 MODELO NUMÉRICO SWAN	47
7.2.1 PROCEDIMIENTOS DE MALLAS Y CÁLCULO.....	47
7.2.2 RESULTADOS PROPAGACIÓN NUMÉRICA DE OLEAJE.....	50

7.3	DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MEDIO PROPAGADO	53
7.4	REGIMEN EXTREMAL A PIE DE OBRA	55
7.5	RESUMEN CAPÍTULO PROPAGACIÓN, CLIMA MEDIO Y EXTREMO	56
8	PARÁMETROS DE DISEÑO	57
8.1	ALTURA DE OLA DE DISEÑO	57
8.2	PERIODO DE PICO Y DIRECCIÓN DEL OLEAJE DE DISEÑO	57
9	MÉTODO DETERMINISTA DE NIVEL I	59
9.1	DISEÑO PRELIMINAR DEL DIQUE ROMPEOLAS	59
9.2	DISEÑO FUNCIONAL DE LA OBRA	62
9.2.1	DISEÑO POR CAUDAL DE REBASE	63
9.2.2	DISEÑO POR RUN-UP	64
9.2.3	RESULTADOS DISEÑO FUNCIONAL	64
9.3	DISEÑO ESTRUCTURAL	66
9.3.1	BERMA INFERIOR DE PIE	67
9.3.2	TALUD O MANTO SUPERIOR EXTERIOR	68
9.3.3	TALUDES INTERIORES	69
9.3.4	NÚCLEO DEL DIQUE ROMPEOLAS	70
9.3.5	CÁLCULO DEL ESPALDÓN	71
9.4	DESVENTAJAS DEL MÉTODO DETERMINISTA DE NIVEL I	74
9.5	DISEÑO DEL DIQUE EN TALUD CON MÉTODO NIVEL I	74
9.6	RESUMEN DE CÁLCULOS DEL MÉTODO DE NIVEL I	76
10	SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS	77
10.1	DIAGRAMA DE TRABAJO DEL SIMULADOR	77
10.2	MODELO MATEMÁTICO PARA LAS VARIABLES CLIMÁTICAS	78
10.3	SIMULACIONES	80
10.4	RESULTADOS SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS	81
10.4.1	AJUSTES DE VARIABLES CLIMÁTICAS	82
10.4.1.1	VARIABLE CLIMÁTICA DE ALTURA SIGNIFICANTE	82
10.4.1.2	VARIABLE CLIMÁTICA DE DIRECCIÓN DEL OLEAJE	83
10.4.1.3	VARIABLE CLIMÁTICA DE DURACIÓN DEL TEMPORALES	84
10.4.1.4	VARIABLE CLIMÁTICA DE PERALTE	85
10.4.1.5	VARIABLE CLIMÁTICA DE PERIODO DE PICO Y PERIODO MEDIO	86
10.4.1.6	VARIABLE CLIMÁTICA DE MAREA METEOROLÓGICA	87
10.4.1.7	VARIABLE CLIMATICA DE MAREA ASTRONÓMICA	88
10.4.2	SIMULACIÓN VARIABLES CLIMÁTICAS	89
10.4.2.1	SIMULACIÓN ALTURA SIGNIFICANTE	89
10.4.2.2	SIMULACIÓN DIRECCIÓN DEL OLEAJE	90
10.4.2.3	SIMULACIÓN DE DURACIÓN DEL TEMPORAL	91

10.4.2.4	SIMULACIÓN DE PERALTE, PERIDO DE PICO Y PERIODO MEDIO	92
10.4.2.5	SIMULACIÓN DE LA MAREA METEOROLÓGICA.....	94
10.4.2.6	SIMULACIÓN DE LA MAREA ASTRONÓMICA	95
10.5	RESUMEN CAPÍTULO VARIABLES CLIMÁTICAS	95
11	MÉTODO DE NIVEL III DE LA ESTRUCTURA.....	96
11.1	ARBOL DE FALLO	97
11.2	ECUACIONES DE VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DEL DIQUE	99
11.3	ETAPAS DEL TRABAJO DEL MÉTODO DE NIVEL III	100
11.4	RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN DE LA OBRA.....	102
11.4.1	PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL DE LA BERMA DE PIE (Z1)	103
11.4.2	PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL DEL MANTO SUPERIOR (Z2)	104
11.4.3	PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL - DESLIZAMIENTO DEL ESPALDÓN (Z3) .	105
11.4.4	PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL - VUELCO DEL ESPALDÓN (Z4).....	106
11.4.5	PROBABILIDAD DE FALLO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.....	107
11.5	REDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON MÉTODO NIVEL III	109
11.5.1	ARBOL DE FALLO DE LA NUEVA ESTRUCTURA.....	110
11.6	DISEÑO DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON MÉTODO DE NIVEL III	112
12	ANÁLISIS DE COSTES DE LA SECCIÓN DEL DIQUE ROMPEOLAS.....	114
13	LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS.....	118
14	CONCLUSIONES.....	119
14.1	CARACTERIZACIÓN DE LAS BASES DE DATOS.....	119
14.2	PROPAGACIÓN DE OLEAJE, ANÁLISIS DE CLIMA MEDIO-EXTREMAL Y PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA OBRA	119
14.3	DISEÑO DE LA SECCIÓN CON MÉTODO DE NIVEL I.....	121
14.4	SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS	121
14.5	MÉTODO PROBABILISTA DE NIVEL III.....	122
14.6	COSTES DE LA OBRA.....	124
15	BIBLIOGRAFÍA	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1: Sección del dique rompeolas considerada para el estudio.....	20
Figura 4.1: Sistema Puerto San Antonio, terminales y sitios de atraque.	24
Figura 4.2: Ubicación geográfica general del proyecto puerto exterior San Antonio.....	30
Figura 5.1: Base de datos distribuidas espacialmente en la zona de estudio.....	31
Figura 5.2: Extracto de la infografía del puerto de San Antonio proporcionada por SHOA. 32	
Figura 5.3: Características y relieves del área batimétrica y de tierra de la zona de estudio en Google Earth.....	33
Figura 5.4: Veriles batimétricos en la zona de estudio. Veril de los 20 [m] – Pie de dique.....	33
Figura 5.5: Índice IRE, vida útil mínima.	34
Figura 5.6: Índice ISA, $P_{f,ELU}$	34
Figura 5.7: Periodo de retorno establecido con la ROM 1.0-09.....	35
Figura 5.8: Índice IRE, vida útil mínima.	36
Figura 5.9: Índice ISA, $P_{f,ELU}$	36
Figura 5.10: Duración máxima y probable de una parada operativa (ROM) – Valores recomendados para obras de abrigo y defensa.	37
Figura 5.11: Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.S.....	37
Figura 6.1: Localización geográfica del punto GOW en el sitio de estudio.	39
Figura 6.2: Series temporales del oleaje - Altura significativa, periodo de pico y dirección. 40	
Figura 6.3: Series temporales de la marea – Marea astronómica, marea meteorológica y nivel del mar referida a la BMVE (NRS).	40
Figura 6.4: Gráficos de rosas para altura significativa y periodo de pico.	41
Figura 6.5: Gráficos de rosas de probabilidad para altura significativa y periodo de pico. .42	
Figura 6.6: Distribución estadística de altura significativa y de dirección del oleaje.	42
Figura 6.7: Distribución estadística de periodo de pico y nivel del mar.	43
Figura 6.8: Distribución estadística de la marea astronómica y marea meteorológica.....	43
Figura 6.9: Histograma de H_s vs T_p en porcentaje por sector direccional.....	44
Figura 7.1: Series de tiempo de la autoselección de los estados de mar representativos....	46
Figura 7.2: Nube de puntos de los estados de mar autoseleccionados con la herramienta MaxDiss.....	46
Figura 7.3: Veriles en imagen de google Earth. Punto de control y profundidad de 20 [m].49	
Figura 7.4: Malla exterior-detalle del proyecto, incluido el forzamiento de los 500 estados de mar.	50
Figura 7.5: Dos estados de mar altamente energéticos - escenarios de temporal en el sitio del proyecto (izquierda malla general, derecha malla de detalle).....	52
Figura 7.6: Clima medio del punto de control (pie de dique).....	53
Figura 7.7: Histograma de H_s vs T_p propagados en porcentaje por sector direccional.....	54
Figura 7.8: Scatter plot de H_s - T_p (izquierda) y H_s -Dirección (derecha).	55
Figura 7.9: Régimen extremal mediante excedencias sobre un umbra (POT).	56
Figura 8.1: Régimen extremal con altura de diseño de 9.61 [m] a los 475 años de periodo de retorno.	57
Figura 8.2: Dispersión de H_s , T_p y Dirección para el cálculo de los parámetros de diseño en función de la altura de diseño en condición extremal.	58
Figura 9.1: Ilustración del modo de fallo de deslizamiento de un espaldón (método determinista).	59
Figura 9.2: Sección tipo de un dique en talud.....	60

Figura 9.3: Sección tipo en 3D de un dique en talud.	61
Figura 9.4: Ilustración del proceso constructivo de un dique en talud.	62
Figura 9.5: Cota de coronación a partir del diseño funcional del dique exterior puerto San Antonio.	65
Figura 9.6: Aproximación de los valores de cota - Diseño Funcional.	65
Figura 9.7: Cota de coronación del manto superior y del espaldón.	66
Figura 9.8: Esquema de las secciones del manto principal, mantos secundarios, berma de pie, núcleo en función de los pesos, diámetros y cotas referidas al cero del puerto.	71
Figura 9.9: Ilustración de las fuerzas actuantes sobre el espaldón, expuestas por Pedersen (1996).	72
Figura 9.10: Esquema de la geometría del espaldón diseñada con las formulaciones de Pedersen.	73
Figura 9.11: Diseño del dique rompeolas utilizando el método de nivel I.	75
Figura 9.12: Dimensiones y cotas del diseño del dique rompeolas mediante el método de nivel I.	75
Figura 10.1: Diagrama de flujo para la simulación de Montecarlo.	78
Figura 10.2: Familias direccionales de oleaje identificadas a partir del análisis POT.	79
Figura 10.3: Cálculo del valor de Y que se encuentra en las bandas de confianza del 95%.	79
Figura 10.4: Ajuste de la variable climática Hs de la Familia 1 con distribución de Pareto-Poisson.	82
Figura 10.5: Ajuste de la variable climática Hs de la Familia 2 con distribución de Pareto-Poisson.	83
Figura 10.6: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Dirección.	84
Figura 10.7: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Duración del temporal.	85
Figura 10.8: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Peralte.	86
Figura 10.9: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Periodo de pico.	87
Figura 10.10: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Periodo medio.	87
Figura 10.11: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Marea Meteorológica.	88
Figura 10.12: Histograma de la marea astronómica y ajuste a una distribución normal.	89
Figura 10.13: Simulación y validación de los temporales de Hs para la familia 1.	90
Figura 10.14: Simulación y validación de los temporales de Hs para la familia 2.	90
Figura 10.15: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Dirección.	91
Figura 10.16: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Duración del temporal.	92
Figura 10.17: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Peralte.	92
Figura 10.18: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Periodo de pico.	93
Figura 10.19: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Periodo medio.	94

Figura 10.20: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de Hs – Marea meteorológica.	94
Figura 10.21: Simulación de la variable climática de marea astronómica para ambas familias.....	95
Figura 11.1: Ilustración de la función de densidad conjunta bidimensional de la carga y resistencia.	96
Figura 11.2: Árbol de fallo de un dique en talud para solo cargas hidráulicas.	98
Figura 11.3: Modos de fallo de un dique en talud.	98
Figura 11.4: Diagrama de flujo de los tipos de fallos de un dique rompeolas en talud.	99
Figura 11.5: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo para el pie de berma – Z1.	104
Figura 11.6: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo para el manto principal – Z2.	105
Figura 11.7: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo por deslizamiento en espaldón (CSD) – Z3.....	106
Figura 11.8: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo por vuelco en espaldón (CSV) – Z4.	107
Figura 11.9: Probabilidad de fallo global de la estructura (Z Total).	108
Figura 11.10: Frecuencias acumuladas de las ecuaciones de verificación (modos de fallo).	108
Figura 11.11: Probabilidad de fallo global e individual total de los elementos – Obra rediseñada.	110
Figura 11.12: Probabilidad acumulada de todos los elementos – Obra rediseñada.....	110
Figura 11.13: Árbol de fallo - Porcentaje de probabilidad de fallo individual y global de la estructura.....	111
Figura 11.14: Ilustración del índice de fiabilidad.	112
Figura 11.15: Diseño final de la sección del dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, utilizando un método de nivel III.....	113
Figura 11.16: Dimensiones y aproximación de diseño final del dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, utilizando un método de nivel III.....	113

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1: Características generales de los sitios de amarre del puerto de San Antonio.....	25
Tabla 5.1: Coordenadas geográficas de la base de datos.....	31
Tabla 5.2: Parámetros para la operatividad del nuevo puerto exterior de San Antonio.....	37
Tabla 5.3: Modelo estadístico de los parámetros utilizados para los cálculos.	38
Tabla 5.4: Incertidumbre y parámetros de variación en las formulaciones de Pedersen.	38
Tabla 6.1: Estadística básica de Hs, Tp y Nivel del Mar.	41
Tabla 7.1: Coordenadas en UTM de la malla general con modelo numérico SWAN.	48
Tabla 7.2: Resolución de la malla exterior y de detalle del modelo número SWAN.....	48
Tabla 7.3: Punto de control de salida de espectros; coordenada en UTM.	49
Tabla 7.4: Resultados de los estados de mar seleccionados propagados.	51
Tabla 7.5: Estadística básica de Hs, Tp y Nivel del Mar.	54
Tabla 8.1: Valores de diseño de la obra.....	58
Tabla 9.1: Valores de inicio de avería y avería de Iribarren.....	67
Tabla 9.2: Parámetros de la berma inferior o berma de pie.....	68
Tabla 9.3: Intervalos de peso en la explotación de canteras.	70
Tabla 9.4: Resultados finales de los parámetros calculados para el espaldón.	73
Tabla 9.5: Parámetros para el tramo exterior del dique rompeolas de San Antonio.	76
Tabla 10.1: Datos de los sectores direccionales de cada familia y sus porcentajes.	81
Tabla 10.2: Parámetros de ajusta de Hs utilizando Pareto-Poisson.	82
Tabla 10.3: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – dirección de oleaje.....	83
Tabla 10.4: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – duración de temporales.	84
Tabla 10.5: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – peralte.....	85
Tabla 10.6: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – periodo de pico.	86
Tabla 10.7: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – periodo medio.	86
Tabla 10.8: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – marea meteorológica.....	88
Tabla 11.1: Probabilidades de fallo e índice de fiabilidad de la estructura utilizando un método de nivel III, con 25 vidas útiles.	107
Tabla 11.2: Modificación de los elementos para el rediseño de la estructura.	109
Tabla 11.3: Parámetros estadísticos de las funciones de fiabilidad de la estructura (Z).	112
Tabla 12.1: Precios unitarios por m ³ en función de cada sección diseñada del dique rompeolas.....	114
Tabla 12.2: Análisis general de costes de la sección diseñada con método de nivel I.....	116
Tabla 12.3: Análisis general de costes de la sección diseñada con método de nivel III.....	116
Tabla 12.4: Resumen del análisis de costes realizado para el tramo del dique rompeolas.	117

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar deseo expresar mis agradecimientos al director de este trabajo de fin de máster Javier López Lara, por el apoyo que ha brindado, por el respeto a mis sugerencias e ideas, y por la dirección y el rigor que ha facilitado a las mismas. Gracias por la confianza ofrecida a lo largo del estudio realizado.

Un trabajo de investigación es siempre fruto de ideas, proyectos y esfuerzos previos que corresponden a otras personas. En este caso mi más sincero agradecimiento a la Universidad de Cantabria e Instituto de Hidráulica, en conjunto con todos los docentes que traspasaron sus conocimientos y consejos en el año cursado del máster oficial en Costas y Puertos.

Asimismo, agradezco a mis compañeros de postgrado por su amistad, apoyo personal y humano a lo largo de toda la estadía en la ciudad de Santander, el lugar llamado "la sede" ha sido un hogar junto a mis colegas y amigos Cristian Figueroa, Sergio Padilla, Rodrigo Bastida, Daniela Vilugrón. Por último, agradezco a mi gran amigo Rodrigo Campos, que después de tantos años sin compartir, la vida nos ha vuelto a regalar una gran experiencia y aventura en el viejo continente.

Infinitas gracias a mi familia, por su soporte incondicional que siempre me han entregado para poder realizar lo que me ilusionaba sin cuestionarme. A pesar de la distancia desde el año 2018 fuera de mi país Chile, mis padres y hermanos siempre me han prestado apoyo moral y humano, cariño y amor necesario en los momentos difíciles de este trabajo y profesión. Siempre debemos recordar que lo importante de una familia no es vivir juntos, sino estar unidos.

Por último, para todas las personas afectadas por el COVID-19, no volvamos de la misma manera en la que entramos en un momento tan duro, salgamos de esto con un mayor conocimiento de nuestro mundo, cambiando nuestras decisiones personales y hábitos. Salgamos de esto renovados, como un "tú" revitalizado, más en forma, más saludable y más centrado, pero sobre todo, más amable, generoso, cortés y preocupado por nuestro mundo y su gente. Espero que todos lo hagamos.

Nunca podrás cruzar el océano, a menos que tengas el coraje de perder de vista la orilla.
Cristóbal Colón.

Nunca te rindas, porque estas en el lugar y momento en el que la marea dará la vuelta.
Harriet Beecher Stowe

A todos, muchas gracias.

**TRABAJO FIN DE MÁSTER: DISEÑO HIDRÁULICO DEL DIQUE EXTERIOR DEL NUEVO
PUERTO DE SAN ANTONIO (CHILE), VERIFICACIÓN PROBABILISTA DE NIVEL III Y
EVALUACIÓN DE COSTES ASOCIADOS A LA OBRA**

Autor: Francisco José Cerda Rojo
Director: Javier López Lara
Convocatoria: Septiembre 2019

RESUMEN

San Antonio, es una comuna y ciudad costera de la región de Valparaíso, que cuenta con uno de los puertos con mayor potencial del país sudamericano. Hoy en día, el puerto de San Antonio es el puerto principal de Chile, posicionado en la zona del litoral central siendo el terminal portuario más cercano a Santiago, la capital del país. Actualmente, existe un proyecto de ampliación del puerto de San Antonio, el cual consiste en una obra exterior de 2 terminales, teniendo como objetivo aumentar la capacidad de transferencia de carga de la zona central del país. La finalidad del proyecto es que estos nuevos terminales puedan recibir naves portacontenedores de última generación, denominados Post-New-Panamax o clase E, con 400 [m] de largo y calados superiores de 14.5 [m].

El presente estudio está enfocado principalmente en la creación de un diseño hidráulico utilizando un método de nivel I y una verificación estructural con un método probabilista de nivel III, de una sección del terminal 1 del nuevo puerto exterior de San Antonio, el cual considera una obra de protección de un dique rompeolas, debido a la alta sismicidad que presenta el país. La sección analizada posee un tramo de 300 [m] de largo, el cual alcanza la cota -20 [m] bajo la BMVE.

Se ha realizado en primer lugar una descripción de las bases de datos de olas y mareas, además de una descripción de la batimetría de la zona de estudio. Respecto a las bases de cálculo para el desarrollo del diseño determinista de la obra, se ha establecido una vida útil mínima de 50 años y un $P_{f,ELU}$ de 10%, obteniéndose 475 años de periodo de retorno. Para el diseño funcional se ha considerado una operatividad mínima de 99%, un número máximo de paradas anuales de 5 y una duración máxima de parada operativa de 3 horas. Las bases de cálculo para el diseño probabilista, corresponde a las dictadas por la ROM de un 10% de probabilidad de fallo máxima admisible, además de un índice de fiabilidad de 1.28. Por su parte, se indica la variabilidad e incertidumbre de las propiedades de los materiales y para el cálculo del espaldón que se incorpora al modelo probabilista.

El estudio proporciona un clima medio en aguas profundas de las bases de datos, obteniéndose a través de un análisis estadístico una altura de ola máxima de 5.22 [m] y un promedio de 1.81 [m]. Por su parte, el periodo de pico máximo es 24.39 [s], con una media de 13.70 [s]. Respecto al nivel del mar, los datos fueron referidos a la BMVE (-0.13 [m]), registrándose un nivel máximo de marea de 1.99 [m]. El sector direccional predominante se estableció en el segundo y tercer cuadrante, SW y WSW, respectivamente.

Se ha desarrollado una propagación de oleaje utilizando un algoritmo de máxima disimilitud y el modelo numérico SWAN. Los resultados muestran un incremento de la altura de ola debido al cañón submarino cercano al sitio del proyecto. El clima medio desarrollado mostraron un H_s máxima de 7.03 [m], con una media de 1.73 [m], además de un T_p máximo de 25.59 [s] y una media de 13.82 [s]. La dirección del oleaje se ha refractado, obteniéndose una predominancia en el sector W, seguido por las direcciones WSW y WNW. Por otra parte, para el clima extremo se ha utilizado el método POT para 500 años de periodo de retorno, utilizando un umbral de corte de 3.5 [m]. Respecto a los parámetros de diseño, se ha obtenido a partir del análisis extremal y los 475 años de periodo de retorno, una altura de diseño de 9.61 [m]. El periodo y dirección de diseño corresponden a 15.82 [s] y 285.83° respectivamente.

Posteriormente, se presenta la metodología y resultados del diseño del dique rompeolas con el método de nivel I. Se ha realizado un dimensionamiento mediante un diseño funcional, obteniendo una cota de coronación del manto de 16.50 [m]. Luego, a través del diseño estructural se determinan los pesos y diámetros de las piezas, obteniendo para el manto principal de dos capas un peso de 107 [t] para piezas de cubo de hormigón. Respecto a la berma de pie, se tiene un peso de 39 [t] de cubos de hormigón y para el núcleo se considera material todo uno de cantera. Por último, el espaldón se ha diseñado como un cuadrado de hormigón armado y una geometría de 8x8 [m].

Para llevar a cabo la técnica de nivel III, se ha empleado un simulador de variables climáticas, donde se ha determinado 2 familias direcciones correspondientes a 260°-310° y 320°-350°. El simulador se ha realizado para 1000 vidas útiles, con una duración de 50 años por cada vida útil y 7 temporales por año, teniendo así una simulación de 350000 datos aleatorios de temporales mediante la técnica de Montecarlo.

Finalmente, se ha diseñado la obra con el método de nivel III, exponiendo que el diseño realizado de nivel I no cumple con las exigencias establecidas de probabilidad de fallo y el índice de fiabilidad marcados por la ROM, sobrepasando los niveles recomendados. Debido a esto, se ha confeccionado un nuevo diseño aumentado el tamaño de las piezas para el manto principal y la berma de pie, obteniéndose un 8% de probabilidad de fallo. No obstante, el índice de fiabilidad no ha logrado ajustarse a los modos de fallo, concluyendo así que los resultados obtenidos se encuentran sujeto a la baja cantidad de vidas útiles consideradas para realizar la verificación de la sección de dique rompeolas.

Por último, se ha llevado a cabo un análisis general de costes del tramo del dique. Este análisis se ha realizado para los diseños fabricados con la metodología de nivel I y nivel III, logrando diferir el aumento de los precios que abarca esta última debido al aumento de la geometría del diseño en cuanto a la superficie y volumen. El valor final por m/L del diseño determinista es 59,217 €, en cambio con el diseño probabilista correspondió a 61,915 €.

Palabras claves: Nivel I, Nivel III, clima marítimo, SWAN, verificación de estructuras, probabilidad de fallo, índice de fiabilidad, modos de fallo, diques en talud, simulador de variables climáticas, ROM, duración de temporales.

FINAL MASTER'S WORK: HYDRAULIC DESIGN OF THE OUTER DOCK OF THE NEW PORT OF SAN ANTONIO (CHILE), LEVEL III PROBABILISTIC VERIFICATION AND EVALUATION OF COSTS ASSOCIATED WITH THE WORK

Author: Francisco José Cerda Rojo
Director: Javier López Lara
Announcement: Septiembre 2019

ABSTRACT

San Antonio is a commune and coastal city in the Valparaíso region, which has one of the ports with the greatest potential in the South American country. Today, the port of San Antonio is the main port of Chile, positioned in the central area, being the closest port terminal to Santiago, the country's capital. Currently, there is a project to expand the port of San Antonio, which consists of an external work of 2 terminals, with the objective of increasing the cargo transfer capacity of the central area of the country. The aim of the project is that these new terminals can receive state-of-the-art container ships, called Post-New-Panamax or class E with 400 [m] length and greater drafts of 14.5 [m].

This study is mainly focused on the creation of a hydraulic design using a level I method and a structural verification with a level III probabilistic method, of a section of terminal 1 of the new outer port of San Antonio, which considers a work protection of a breakwater dike, due to the high seismicity of the country. The section analyzed has a section 300 [m] long, which reaches the elevation -20 [m] below the BMVE.

First of all, a description of the wave and tidal databases has been made, as well as a description of the bathymetry of the study area. Regarding the calculation bases for the development of the deterministic design of the work, a minimum useful life of 50 years and a Pf, ELU of 10% have been established, obtaining 475 years of return period. For the functional design, a minimum operating capacity of 99%, a maximum number of annual shutdowns of 5 and a maximum duration of operating shutdown of 3 hours have been considered. The calculation bases for the probabilistic design correspond to those dictated by the ROM of a 10% maximum admissible probability of failure, in addition to a reliability index of 1.28. For its part, the variability and uncertainty of the properties of the materials are indicated and for the calculation of the wall that is incorporated into the probabilistic model.

An average deep-water climate has been developed from the databases, obtaining through a statistical analysis a maximum wave height of 5.22 [m] and an average of 1.81 [m]. For its part, the maximum peak period is 24.39 [s], with an average of 13.70 [s]. Regarding sea level, the data were referred to the BMVE (-0.13 [m]), registering a maximum tidal level of 1.99 [m]. The predominant directional sector was established in the second and third quadrants, SW and WSW, respectively.

A wave propagation has been performed using a maximum dissimilarity algorithm and the SWAN numerical model. The results show an increase in wave height due to the underwater canyon near the project site. The average developed climate showed a maximum H_s of 7.03 [m], with a mean of 1.73 [m], in addition to a maximum T_p of 25.59 [s] and a mean of 13.82 [s]. The direction of the swell has been refracted, obtaining a predominance in the W sector, followed by the WSW and WNW directions. On the other hand, for extreme weather, the POT method has been used for a 500-year return period, using a cut-off threshold of 3.5 [m]. Regarding the design parameters, a design height of 9.61 [m] has been obtained from the extreme analysis and the 475-year return period. The period and design direction correspond to 15.82 [s] and 285.83 ° respectively.

Subsequently, the methodology and results of the design of the breakwater dike with the level I method are presented. A sizing has been carried out using a functional design, obtaining a crest elevation of the mantle of 16.50 [m]. Then, through the structural design, the weights and diameters of the pieces are determined, obtaining a weight of 107 [t] for the main two-layer mantle for concrete cube pieces. Regarding the standing berm, it has a weight of 39 [t] of concrete cubes and for the core, all one quarry material is considered. Finally, the wall has been designed as a reinforced concrete square and 8x8 [m] geometry.

To carry out the level III technique, a climatic variables simulator has been used, where 2 families of directions corresponding to 260 ° -310 ° and 320 ° -350 ° have been determined. The simulator has been carried out for 1000 useful lives, with a duration of 50 years for each useful life and 7 temporary ones per year, thus having a simulation of 350,000 random data from temporary weather using the MonteCarlo technique.

Finally, the breakwater has been designed with the level III method, where the results show that the level I design carried out does not meet the established requirements for probability of failure and the reliability index set by the ROM, exceeding the recommended levels. Due to this, a new design has been made, increasing the size of the pieces for the main mantle and the foot berm, obtaining an 8% probability of failure. However, the reliability index has not been able to adjust to the failure modes, thus concluding that the results obtained are subject to the low number of useful lives considered to carry out the verification of the breakwater section.

In the last section of the document, a general cost analysis of the stretch of the dike has been carried out. This analysis has been carried out for designs manufactured with the level I and level III methodology, managing to defer the price increase covered by the latter due to the increase in the geometry of the design in terms of surface area and volume. The final value per m/L of the deterministic design is € 59,217, whereas with the probabilistic design it corresponded to € 61,915.

Keywords: Level I, Level III, maritime climate, SWAN, structure verification, probability of failure, reliability index, failure modes, sloping dikes, climatic variables simulator, ROM, duration of storms.

1 INTRODUCCIÓN

El transporte marítimo de carga ha sido durante el último siglo el motor del desarrollo económico mundial, al punto que es considerado, junto con las telecomunicaciones, como uno de los pilares de la globalización (Stopford, 1997). Tradicionalmente se reconoce la presencia de dos grandes sectores dentro de esta industria: el transporte de carga a granel (bulk shipping) y el transporte de carga general (liner shipping). Este último exhibe un servicio basado en la oferta, proveyendo transporte a una frecuencia fija por un determinado precio. El principal nicho de este sector lo constituyen las manufacturas, y ahí radica su papel predominante en el desarrollo económico mundial ya que, en términos de valor, este sector transporta más del 70% del total del transporte marítimo (Haralambides, 2008). Desde mediados de los años 60, se utiliza una tecnología de transporte basada en el contenedor; un empaque metálico de medidas estandarizadas que puede ser manipulado de manera eficaz por maquinaria especialmente diseñada, como por ejemplo grúas de pórtico y monta-cargas. Por otra parte, el bulk shipping genera los mayores volúmenes de carga, y se caracteriza por dar un servicio basado en la demanda, generando una tecnología de transporte altamente especializada, tanto en los vehículos (barcos de gran tamaño) como en los terminales de transferencia; así, cada carga tiene su propio mercado característico.

Tradicionalmente, un puerto ha sido visto como una puerta a través de la cual las mercancías y los pasajeros son transferidos entre los barcos y la costa. Sin embargo, el papel del puerto, se ha hecho más complejo en el transcurso del tiempo. En la actualidad, la dificultad de la definición de puerto ha aumentado (Winkelmanns, 2002), ya que el contenido de la palabra depende ampliamente de una diversidad de terminales existentes y del nivel en que éstas se intersectan en las cadenas de transporte, producción y distribución.

Hoy en día, la construcción de las nuevas obras portuarias pretenden mejorar las condiciones del entorno físico respecto de su estado natural, para atender de mejor forma las exigencias de las operaciones portuarias, distintas en sus exigencias en función de la mercancía movida, el volumen movido, el sentido del intercambio, las condiciones ambientales del entorno marítimo y terrestre, además de las características de los buques empleados. La construcción de obras de abrigo para los puertos en las costas del océano pacífico, específicamente en el país de Chile, recomiendan la construcción de diques rompeolas o en talud, debido al ser un país altamente sísmico por estar localizado en la zona sudoriental del cinturón de fuego del pacífico (Análisis de riesgos de desastres en Chile, 2012), cabiendo mencionar que la subducción de la plaza de Nazca bajo la placa Sudamericana es uno de los principales factores de la sismicidad chilena.

Actualmente, se realizan nuevas técnicas para la creación de diseños y construcción de puertos en obras como diques rompeolas, diques verticales, diques exentos, entre otros, basados en procesos estocásticos o probabilistas. La incertidumbre en la definición de los fenómenos involucrados lleva a la mayoría indiscriminada de las acciones y al sobredimensionamiento de las obras, con el consiguiente sobrecoste y al desconocimiento de los factores de seguridad reales de la obra. La ventaja de realizar un método probabilista para la verificación de una obra de dique en un puerto se observa a través de la

metodología, permitiendo analizar varias hipótesis de modelos o alternativas de diseño en función de la probabilidad de fallo de las mismas, logrando cuantificar el daño en su formato individual y a nivel global de todas sus partes, es decir, estableciendo la comparación de diferentes diseños trabajando con este tipo de metodología, la que finalmente proporciona un diseño óptimo, a un menor coste e impacto ambiental.

Por otra parte, la incertidumbre que se entrega al modelo, en cuanto a sus densidades, coeficiente de fricción, fuerzas y momentos, hacen que los resultados opten un diseño adaptado a la realidad, ya que en la etapa constructiva todos los procesos físicos posiblemente se encuentren con una variabilidad en sus parámetros, y con este tipo de metodología se obtienen valores que consideran esta variación del medio.

El puerto de San Antonio, localizado en la región de Valparaíso y zona central de Chile se encuentra en proceso de inicio para los trabajos del nuevo diseño del puerto exterior de San Antonio, el cual constará con una nueva infraestructura portuaria en un área denominada ZPE-Zona Portuaria Exclusiva y ZP-Zona Portuaria (Plan Regulador Comunal de San Antonio, 2019). En la actualidad, Chile posee solo 3 puertos que pueden recibir naves portacontenedores de última generación denominados Post-New-Panamax (o Clase E, de 400 m de largo y calados superiores a 14.5 m bajo la superficie del mar). Este nuevo puerto, permitirá recibir naves de nueva generación Clase E, manteniendo la capacidad de Chile de atender de manera eficiente el aumento de demanda de movilización de carga, para su distribución dentro y fuera del país. Este proyecto considera la construcción y operación de dos nuevos terminales portuarios, el Terminal 1 (TS1), al lado de mar y Terminal 2 (TS2), a lado de tierra, los que en su conjunto llegarán a movilizar un total de carga de contenedores de hasta 6 millones de TEU/año (SEIA, 2020).

El presente trabajo de fin de máster, se centra en la creación de una sección de un dique rompeolas para la obra exterior o el Terminal 1 del nuevo puerto de San Antonio (TS1) de Chile, confeccionado el diseño hidráulico a través de un método determinista y probabilista, siendo estos las técnicas de nivel I y III, respectivamente. El método de nivel III se efectúa mediante una simulación de Montecarlo, el cual realiza la verificación del diseño preliminar de la sección del dique con el método de nivel I, destacado por su análisis exhaustivo de las variables climáticas calculadas con un simulador de 1000 vidas útiles, obteniendo así un mayor conocimiento de los procesos relacionados con el oleaje y de la respuesta estructural del dique.

En primer lugar se realiza una propagación de oleaje con el modelo numérico SWAN para la obtención de clima marítimo a pie de obra. Posterior a ello, se diseña una sección de un dique rompeolas utilizando una metodología determinista y probabilista, para luego efectuar un redimensionamiento y optimización de la sección mediante el mismo método de nivel III. Por último, se realiza un análisis general de costes de la sección de dique en talud generada, realizando además una comparación de costes por ambas metodologías de diseño empleadas en el estudio.

1.1 MOTIVACIÓN Y ESTADO DEL ARTE

El trabajo de fin de máster desarrollado se encuentra centrado en el estudio probabilista de estructuras de diques rompeolas, los cuales tienen como concepto los métodos de nivel II y III que se desarrollan a través de simuladores computacionales. Para efectos de este proyecto de tesis, el estudio se efectúa solo en el desarrollo de las técnicas constructivas de verificación de nivel III.

El desarrollo de nuevos conceptos, la invención de nuevas formas geométricas para las unidades del manto principal de un dique, además del gran impacto de las observaciones basadas en los ensayos físicos a escala reducida y la importancia de los condicionantes logísticos, métodos y técnicas de cada época para explicar la evolución en la manera de diseñar y construir grandes diques en talud a lo largo del tiempo, crean la motivación para el inicio de una nueva era de diseños y construcciones de obras en los océanos, logrando así la apertura de modelos sofisticados y óptimos a la realidad.

Las primeras técnicas y formulaciones de diseño fueron planteadas y conservadas aún en la actualidad por el ingeniero español Ramón Iribarren (1900-1967), donde los métodos que comenzaron aplicarse desde ese entonces dejaron al olvido los trabajos basados en la intuición, la analogía y la "prueba y error". Las formulaciones para el cálculo del dimensionamiento de las piezas en cuanto a su diámetro y peso para mantos principales de diques en talud, han tenido variaciones hasta la actualidad, no obstante siguen basadas por las expresiones expuestas en ese entonces por los autores Castro (1933) e Iribarren (1938), las cuales llaman a describir la estabilidad hidráulica tanto para los mantos de escolleras naturales como artificiales. Posteriormente, han pasado por la historia del diseño de obras marítimas diversos autores, en los que se destaca Hudson (1959) introduciendo el concepto de coeficiente de estabilidad para la caracterización de la estabilidad hidráulica de distintos tipos de piezas (escollera artificial) para la fabricación de mantos principales. Además, entre la década de los 50 a 70, científicos han intentado aumentar este coeficiente para la reducción del peso de las piezas y el consumo del hormigón, lográndose así a través de un invento sudafricano, la pieza de hormigón dolos, extendiéndose por todo el mundo.

La búsqueda por encontrar las mejores soluciones a un diseño de obra marítima de diques en talud se centra finalmente en un problema práctico a través del desarrollo de una teoría con una sólida base científica y experimental (Medina, 2014), la cual a través de distintas opciones analizadas en épocas anteriores para el diseño de diques rompeolas no rebasables, se establecieron tres alternativas mediante la formulación de Hudson generalizada, el diseño probabilista y por último las fórmulas multiparamétricas.

Realizando un análisis de la fórmula de Hudson generalizada, se puede determinar que las variables como duración de los temporales, el periodo del oleaje, la permeabilidad de las capas granulares y otros factores relevantes no se consideran para realizar el diseño de la obra, teniendo así lagunas y restricciones importantes de factores y variables, los cuales se pueden visualizar en el futuro como grandes errores constructivos. No obstante, esta

formulación se sigue utilizando a nivel mundial para diseños preliminares y evaluaciones de costes de obras (Vidal, 2014).

Los fallos y errores constructivos de obras marítimas ocurridos mundialmente, como lo son los ejemplos de fallo del dique de Sines en 1978, Trípoli (1978) y San Ciprián (1984), entre otros, han formado y forzado a que los especialistas intenten enfrentar desafíos de nuevos métodos y técnicas de diseño probabilistas de carácter general, siendo así que los autores Mol et al. (1983) analizaron el fallo del dique de Sines utilizando el método determinista de nivel I (cuasi-probabilista), nivel II (probabilista) y nivel III (totalmente probabilista), teniendo así una descripción estocástica mucho más avanzada a la respuesta estructural (Vidal et al., 2014).

Actualmente, el planteamiento probabilista de los diseños de diques se han extendido entre investigadores, profesionales de alta gama y técnicos de gran nivel por los resultados de los diseños analizados con estas técnicas, en base a la respuesta constructiva y estructural frente a la acción del oleaje y otras variables climáticas. Por otra parte, el CIRIA/CUR (1991) y el PIANC (1992) destacan la alta necesidad de los diseños probabilistas (Medina, 2014) en sus documentos, entregando incluso variados ejemplos y aplicaciones de estos métodos. Por su parte, España con el documento de Recomendaciones de Obras Marítimas, ROM 0.0 (2001), describe la importancia de estas técnicas de diseño probabilista, entregando un énfasis al gran impacto que producen en los sectores económicos, sociales y ambientales.

La complejidad de plantear estos diseños de obras marítimas con métodos de nivel II y III, provocan que aún se sigan utilizando técnicas de diseño deterministas o bien un método de nivel I. La realidad indica que las técnicas probabilistas se están utilizando como procedimientos secundarios en el diseño, como por ejemplo comprobar el funcionamiento de una obra diseñada con un método de nivel I, que es en el caso de los ejemplos de mantenimiento y/o mejoras de obras costeras. Por último, según plantean los autores Medina y Vidal (2014), después de tres décadas, el escaso número de aplicaciones y prácticas directas de los métodos de diseño probabilistas (nivel II y nivel III) en el mundo puede explicarse por la existencia de una proporción muy pequeña de ingenieros relevantes en la práctica que se sienten cómodos trabajando con métodos probabilistas, señalando además que la mayoría de los ingenieros que actúan y deciden a nivel práctico, se sienten seguros trabajando con métodos deterministas y cuasi-probabilistas, y con fórmulas de cálculo como la ecuación generalizada de Hudson.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un diseño hidráulico de una sección de dique rompeolas para el nuevo puerto exterior de San Antonio (Chile), verificando un método determinista de nivel I mediante un modelo probabilista de nivel III.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Descripción general del proyecto y metodología de estudio.
- Descripción general de la situación actual del puerto de San Antonio y del nuevo proyecto del puerto exterior de San Antonio.
- Caracterización del clima en aguas profundas de las bases de datos.
- Propagación de oleaje con el modelo numérico SWAN a pie de obra.
- Caracterización del clima en aguas someras a pie de obra.
- Diseño funcional y estructural de la obra utilizando un método determinista de nivel I.
- Diseñar el plano de la sección calculada con el método de nivel I.
- Creación del simulador de variables climáticas.
- Modelo probabilista de nivel III de la sección del dique rompeolas.
- Redimensionamiento y optimización de la estructura utilizando el método de nivel III.
- Diseñar el plano final de la sección redimensionada y optimizada.
- Análisis general de los costes de la obra diseñada y comparación de costes respecto al diseño realizado mediante el método de nivel I y nivel III.

3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El presente trabajo de fin de máster (TFM), se enfoca principalmente en el diseño de estructuras mediante una técnica o método probabilista de nivel III, donde se utiliza para realizar una verificación de una obra diseñada preliminarmente con un método determinista de nivel I.

Para el estudio, por efectos de simplificación, se ha decidido analizar solo una sección del nuevo puerto exterior (terminal 1) de San Antonio. En la actualidad esta extensión del puerto de San Antonio tiene una fecha estimada para los inicios constructivos para el año 2021-2022. Esta sección corresponde a un dique en talud o dique rompeolas, el cual tendrá un espaldón para la disminución del posible sobrepaso o run-up existente por el fuerte oleaje que transcurre por las costas del oceánico pacífico, específicamente en el litoral central de Chile.

La sección considerada posee 300 [m] de largo, la cual se encuentra en el sector medio del tramo exterior total de la obra; dicha sección se puede visualizar en la Figura 3.1 mediante la línea roja segmentada. Por otra parte, se considera realizar el manto superior exterior del talud, el primer manto secundario y la berma inferior de pie con elementos de cubos de hormigón. El segundo y tercer manto secundario (filtros) con material de escollera, y por último un núcleo todo de uno de cantera.



*Figura 3.1: Sección del dique rompeolas considerada para el estudio.
Fuente: Pagina web oficial del Puerto de San Antonio.*

Además, se realiza una propagación de oleaje para así obtener una serie de tiempo de las variables climáticas de oleaje en el punto de interés donde se emplazará dicha obra.

En una segunda etapa del estudio, se realizan los cálculos de la estructura utilizando un método determinista de nivel I, para así mediante los parámetros encontrados se pueda efectuar el método probabilista de nivel III, encontrándose así el diseño óptimo de la sección del dique rompeolas. Para efectuar este modelo probabilista, es necesario realizar un simulador de variables climáticas, utilizado como "motor" de entrada para la confección del diseño final. Posterior a ello, se realiza un redimensionamiento y optimización de la obra en función de la probabilidad de fallo encontrada mediante los parámetros y geometría obtenidos con el método de nivel I.

Luego de la optimización de la obra, se confecciona un plano del diseño final de la sección del dique en talud en función de las cotas y parámetros finales mediante la técnica probabilista de nivel III.

Finalmente, se procede a la obtención de los costes generales de la sección de la obra del dique rompeolas, realizando además una comparación de costes en función de la obra preliminarmente diseñada con el método determinista y con la estructura final diseñada con el modelo probabilista.

3.1 METODOLOGÍA Y ETAPAS DEL ESTUDIO

Esta tesis está formada por 11 etapas y/o capítulos, los cuales detallan y complementan todo el proceso de elaboración del documento trabajo de fin de máster para el nuevo diseño de una sección del dique exterior del puerto de San Antonio. Cabe mencionar, que cada etapa y apartado posee su propia descripción, metodología de los cálculos y resultados.

1. La primera parte se centra en una descripción general y actual que posee el puerto de San Antonio de Chile, catalogado para efectos de este documento como una obra interior de la zona. En este capítulo se muestra la localización de las obras del puerto, indicando los sitios de atraque o amarre que posee en función de los concesionarios actuales. Por otra parte, también se presentan las condiciones y características generales meteorológicas y ambientales de la zona del puerto, haciendo un énfasis en las variables climáticas relevantes, como lo son el oleaje direccional, las condiciones de marea, la corriente, el viento y el tipo de fondo.

Por último, se detalla una información breve y general expuesta por el Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) sobre el proyecto del nuevo puerto exterior de San Antonio, además de centrarse en la localización exacta de la nueva obra, la capacidad de transferencia de carga y la importancia que el proyecto tendrá para la población. Cabe mencionar, que también se indican la característica de los terminales 1 y 2, y la alta potencialidad social y económica que estas tendrán en la zona del litoral central de Chile.

2. El segundo capítulo del proyecto ha sido elaborado para exponer los antecedentes del estudio, destacando las bases de datos de oleaje y niveles de marea

proporcionadas por el Instituto de Hidráulica en conjunto con la Universidad de Cantabria. Además, se expone información sobre la batimetría utilizada en el estudio. Por último, se describen las bases de cálculo que son utilizadas para desarrollar el método determinista de nivel I y el método probabilista de nivel III.

3. En la tercera parte del estudio, se expone un análisis de clima marítimo en función de las bases de datos, donde se muestra un acabado estudio de las variables climáticas en aguas profundas, las cuales son utilizadas posteriormente para todos los análisis del presente documento.
4. Para este capítulo se ha presentado la metodología de propagación de oleaje con modelo numérico SWAN desde aguas a profundas hacia aguas someras o a pie de obra, utilizando la técnica de downscaling híbrido con un algoritmo de máxima disimilitud. Posterior a ello, se muestran resultados de la propagación de oleaje, además de un análisis de clima medio y extremal con la estadística obtenida del sitio de interés.
5. Luego, se presenta un apartado de los parámetros de diseño, que abarcan la altura de ola, el periodo y dirección de oleaje de diseño, datos útiles para los cálculos.
6. En el apartado que se presenta a continuación, se muestra la metodología trabajada para la obra diseñada con el método de nivel I. En primer lugar, este capítulo se centra en las formulaciones y resultados del diseño funcional de la obra, donde se indican los cálculos del caudal de rebase y el run-up para determinar la cota de coronación de la estructura. Posterior a ello, se muestra el método de diseño estructural en función de las fórmulas y cálculos de la berma inferior o de pie, del manto superior exterior, los filtros secundarios y la determinación geométrica del espaldón. Por último, se presenta un plano del diseño preliminar de la obra a partir de los resultados obtenidos con el método de nivel I.
7. El siguiente capítulo expone un análisis exhaustivo de las variables climáticas relevantes para realizar el diseño probabilístico de nivel III, donde se efectúa mediante un simulador de estas variables en función de las vidas útiles de las obras y los temporales totales considerados por año. En este apartado se presenta un diagrama del trabajo que realiza el simulador, además de la metodología del modelo matemático utilizado. Finalmente, se presentan los resultados de los ajustes y la simulación de las variables climáticas.
8. Luego del simulador de variables, se exponen los trabajos realizados con el método de nivel III. En este apartado se indica una descripción y metodología de la técnica probabilista, las etapas del trabajo del método, además de la explicación general del árbol de fallo que presentan las obras de diques rompeolas.

Posteriormente, se presentan los resultados de la verificación de la obra en dos partes. La primera consiste en la muestra de probabilidad de fallo individual para las secciones de la berma de pie, manto superior externo, y deslizamiento y vuelco del

espaldón. La segunda parte expone los resultados de la probabilidad de fallo global de la obra en función de las secciones analizadas en la primera parte.

A través de los resultados mostrados, se presenta un siguiente ítem de redimensionamiento y optimización de la estructura, junto a su árbol de fallo en función de las probabilidades de fallo encontradas para la nueva obra, además de un plano final del nuevo diseño de la sección del dique exterior del puerto de San Antonio.

9. El siguiente capítulo indica un análisis general de costes para la sección de la obra, realizando además un cuadro comparativo de los costes obtenidos mediante el método determinista de nivel I y el método probabilista de nivel III.
10. El penúltimo capítulo se centra un listado de líneas de investigación futuras en base al proyecto realizado del presente documento.
11. Por último, se exponen las conclusiones por cada etapa y capítulo efectuado a lo largo del estudio.

4 PUERTO SAN ANTONIO

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL ACTUAL Y LOCALIZACIÓN

El puerto actual y en funcionamiento se encuentra localizado en San Antonio, comuna y ciudad costera de Chile, capital de la provincia de San Antonio en la región de Valparaíso. La ubicación geográfica corresponde a latitud 33° 35' Sur y longitud 71° 38' Oeste.

Actualmente el puerto de San Antonio es el puerto principal de Chile, posicionado en la zona central siendo el terminal portuario más cercano a Santiago, la capital del país. El área de influencia está conformada por Chile central y la provincia de Mendoza, en Argentina.

El puerto de San Antonio posee ventajas competitivas frente a otros terminales de la región, entre los que se puede mencionar: su ubicación estratégica, las vías de conexión caminera y ferroviaria, condiciones topográficas favorables y una gran cantidad de áreas de respaldo para proyectar el crecimiento e integración a la infraestructura portuaria (Mundo Marítimo, 2020).

El propietario del puerto de San Antonio corresponde a la Empresa Portuaria San Antonio (E.P.S.A.), empresa autónoma del Estado de Chile. En la actualidad existen 4 concesionarios, diferenciados por sus sitios de atraque (Figura 4.1). Para los frentes de atraque 1, 2 y 3, el concesionario es STI (San Antonio Terminal Internacional), seguido por PCE (Puerto Central) con los frentes de atraque 4-5, 6-7 y Muelle Costanera 1 y 2. Para el frente de atraque número 8 se encuentra PPSA (Puerto Panul S.A.). Por último, para el frente de atraque 9 el concesionario corresponde a EPSA (Empresa Portuaria de San Antonio).



Figura 4.1: Sistema Puerto San Antonio, terminales y sitios de atraque.
Fuente: Pagina web oficial del Puerto de San Antonio.

El puerto específicamente se encuentra al abrigo de la punta Panul, protegido por un molo y con un espigón de atraque en su interior, el cual da origen a las pozas Grande y Chica. En la primera de ellas se encuentran ubicados los sitios 1, 2 y 3, formando parte del molo Sur. En el fondo de la poza se encuentra el muelle pesquero Sopesa, mientras que al oriente se ubican los sitios Costanera 1 y Costanera 2, prolongándose hacia el norte con los sitios 4 y 5, formando parte del espigón. Por su parte, en la poza Chica y por el costado oriente del espigón se ubican los sitios 6 y 7. Por último, en la ribera sur de la punta Panul, se encuentran los sitios 8 y 9.

Los sitios 1, 2 y 3 están destinados principalmente a la transferencia de contenedores, carga general, graneles sólidos y líquidos, además de la transferencia de químicos y productos IMO (mercancías peligrosas), comúnmente ácido sulfúrico. El terminal pesquero Sopesa consta de un muelle con capacidad para albergar una embarcación destinada a transferir pesca, siendo en general la sardina y anchoveta. Los frentes de atraque correspondientes a los sitios 4, 5, 6, 7 y el muelle Costanera están destinados principalmente para carga y descarga de contenedores, rodados (Ro-Ro; Roll on-Roll off por sus siglas en inglés), carga general y graneles sólidos. El frente de atraque 8 está ligado exclusivamente a la descarga de graneles sólidos, mientras que el sitio 9 a la transferencia de graneles líquidos.

A continuación, en la Tabla 4.1 se presentan las características generales de los sitios de amarre por concesionario.

*Tabla 4.1: Características generales de los sitios de amarre del puerto de San Antonio.
Fuente: Pagina web oficial del puerto de San Antonio.*

Amarre	Calado [m]	Eslora [m]	Concesionario
Sitio 1	14	363	San Antonio Terminal Internacional
Sitio 2	14.9	337	
Sitio 3	14.9	253	
Sitio 4	10.69	237	Puerto Central
Sitio 5			
Sitio 6	6.49	321	
Sitio 7			
Sitio C1	14	367	
Sitio C2	14		
Sitio 8	12.2	230	Puerto Panul
Sitio 9	10	190	Empresa Portuaria de San Antonio

4.1.1 CARACTERÍSTICAS METEOROLÓGICAS Y AMBIENTALES GENERALES

4.1.1.1 DIRECCIÓN Y VELOCIDAD DE VIENTO PREDOMINANTE

Los vientos dominantes en San Antonio y la zona vecina, según la época del año, son del tercer y cuarto cuadrante, los cuales soplan con mayor intensidad en las estaciones de verano e invierno, respectivamente (Directemar, 2019).

En otoño e invierno, los vientos dominantes son del N y NW, los que a veces soplan con bastante intensidad. Estos vientos, en ocasiones, dejan después dentro del puerto resacas

que dificultan las faenas, especialmente en los frentes de atraque 4-5 y Costanera 1 y 2 (Directemar, 2019).

Los vientos del SW soplan con fuerza por lo general desde el mediodía y calman a la puesta del sol, quedando fuera del puerto una fuerte marejada que a veces es gruesa, la que en ocasiones produce dentro del puerto resacas que dificultan las faenas. En la época de los vientos del SW, septiembre a marzo, se recomienda a los buques que en lo posible recalen al puerto durante la noche o de amanecida (Directemar, 2019).

Los eventos de reducción de la visibilidad horizontal son más frecuentes en los meses de Marzo, Abril, Septiembre y Noviembre, asociados a la vaguada o baja costera, y se caracterizan por la reducción de la visibilidad por niebla (visibilidad menor de 1 Km.), neblina (visibilidad mayor de 1 [km]) y llovizna (Derrotero de la Costa de Chile, Volumen I, Publicación SHOA 3001).

4.1.1.2 DIRECCIÓN Y VELOCIDAD DE LA CORRIENTE

Existe una corriente Norte en la entrada al puerto, la que puede alcanzar dos a tres nudos con corrientes de flujo y vientos frescos del S y SW, siendo normal una corriente de 0.4 nudos al NNE en el canal de acceso (Carta SHOA N° 5115).

El estudio de corrientes marinas en el acceso del puerto de San Antonio (S1142- IT-HM-003-2), realizado el 2010 por la empresa PRDW Aldunate Vásquez, concluye que en el track de navegación de acceso al puerto el campo de corrientes es transversal hacia el Norte y que sus magnitudes disminuyen notoriamente a la cuadra del cabezo del Molo Sur, lo que incide en las maniobras, ya que al traspasar el rompeolas la proa de la nave es afectada por corrientes menores que la popa, efecto que será opuesto al salir del puerto.

Asimismo, indica que para condiciones extremas, con viento y oleaje del tercer cuadrante, se deben considerar magnitudes máximas de 1.6 nudos a unos 3 cables del rompeolas y para condiciones normales de 0.4 nudos.

La experiencia local por su parte indica que la corriente esperable en el acceso al puerto puede efectivamente llegar a los 3 nudos hacia el Norte e incluso con vientos sobre 20 nudos del Norte se produce una corriente hacia el Sur de hasta 1.5 nudos aproximadamente (Directemar, 2019).

Existen mediciones en el frente de atraque Sitio 8 (PRDW & Directemar, 2019), las que indican que son esperables corrientes máximas de 0.35 nudos con dirección SW, E o W, siendo lo normal de 0.20 nudos hacia el SW. En el Sitio de atraque 1 por su parte, los estudios indican que la corriente no supera los 0.60 nudos al NW, y en el frente de atraque Sitio 9 los 0.80 nudos al E en el estrato profundo y SE en el superficial. Sin embargo, todas las mediciones fueron realizadas antes de que se efectuaran los trabajos de reemplazo del rompeolas de la Punta Bota, construcción del Muelle Costanera y dragado de la Poza Grande, los que han producido un cambio en la intensidad y circulación de la corriente al interior del puerto, la que se manifiesta con mayor intensidad con los fenómenos de marejada (storm surge) que se hacen cada día más frecuentes en la zona central del país. Esta corriente o resaca

dificulta el desarrollo de las maniobras y la segura permanencia de las naves atracadas, más aún cuando a los fenómenos señalados se suma el efecto del viento.

4.1.1.3 ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

No existen registros de olas específicos para el litoral de San Antonio, sin embargo, en los estudios de maniobrabilidad se ha utilizado principalmente el estudio de oleaje realizado por la empresa GEOMAR entre los años 1991 y 2000, en el que el cálculo de la altura de oleaje en aguas profundas establece un rango de 2.60 a 7.30 [m], con un valor medio de 4.50 [m]. El período del oleaje se estimó en el rango de 8.00 a 13.00 [s], con un valor medio de 10.50 [s].

La experiencia local (Directemar, 2019) indica que en el antepuerto la altura de la ola es normalmente entre 2.50 y 3.00 [m], lo que dificulta las maniobras de transferencia de prácticos; la tomada, largada y eficiencia de los remolcadores; y la maniobrabilidad de las naves. Además, el citado estudio presenta resultados de una medición de oleaje realizada frente al muelle Panul, donde las alturas presentaron valores menores a 1.00 [m], con más de un 90% bajo 0.80 [m] y un promedio de 0.38 [m]. El período del oleaje registró una concentración entre los 6.50 y 9.5 [s], con un 83% de las ocurrencias y un valor medio de 8.40 [s].

Por su parte, la experiencia local indica que al interior del puerto la altura de la ola esperable es de hasta 1.00 [m], la que es mayor en los frentes de atraque de los Sitios 8 y 9 por su exposición a la marejada normal del SW producida en el sector de estudio, situación que dificulta las maniobras de atraque y desatraque.

4.1.1.4 RÉGIMEN DE MAREA

San Antonio, por ser un puerto patrón, cuenta con suficientes registros de marea, asegurando así que los valores de las tablas de marea que proporciona el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA) son fidedignos, sobre todo las alturas sobre el nivel de reducción de sondas (N.R.S.) y las respectivas duraciones de la creciente y vaciante.

El régimen de mareas, en este puerto, presenta cada día dos bajamares y dos pleamares, existiendo entre una pleamar y una bajamar consecutivas un lapso de aproximadamente 6 horas 12 minutos, con un rango de marea en sicigias de 1.71 [m] y un valor N.R.S. de 0.92 [m] bajo el nivel medio del mar (Tabla de Mareas de la Costa de Chile, Publicación SHOA N° 3009). Cabe mencionar, que el nivel de reducción de sondas (N.R.S.) es el plano al cual están referidas las sondas profundidades una localidad en Chile; dado que el tipo de marea que predomina en el litoral chileno corresponde al de "marea semidiurna mixta", se adopta como NRS el plano determinado por la mayor bajamar en sicigias estando la Luna en perigeo o bajamar viva equinoccial.

4.1.1.5 TIPO DE FONDO

El relieve submarino frente al Puerto de San Antonio, es una plataforma continental de fondo moderado y parejo, donde el veril de 50 [m] queda a 4 millas de la costa y el de 100 [m] a 6 millas (1 milla náutica = 1852 [m]). Sin perjuicio de ello, desde una distancia de 1.1 millas de costa se genera un cañón submarino, que con sondas superiores a 100 [m] se interna hasta la misma boca del puerto, lugar desde el cual la sonda parte disminuyendo, encontrándose el veril de 20 a 150 [m] de la costa (Carta SHOA N° 5115. Cabe mencionar, que la naturaleza del fondo es de fango, arena, lodo y cascajo (Directemar, 2019).

4.2 PROYECTO DEL PUERTO EXTERIOR DE SAN ANTONIO

El proyecto “Puerto Exterior San Antonio, en adelante “PE”, tiene como objetivo aumentar la capacidad de transferencia de carga de la zona central del país para dotarla con infraestructura portuaria de última tecnología, que permita contar con niveles de servicio de atención acorde con los requerimientos de la demanda y crecimiento proyectados para las próximas décadas, permitiendo acrecentar el comercio exterior de Chile y dinamizar su desarrollo económico. Actualmente, existen sólo tres puertos en Chile que pueden recibir naves del tipo New-Panamax (o clase D, de 366 [m] de largo), pero ninguno puede recibir naves portacontenedores de última generación denominados Post-New-Panamax (o clase E, de 400 [m] de largo y calados superiores de 14.5 [m] bajo la superficie del mar).

El proyecto consiste en la construcción y operación de una nueva infraestructura portuaria para la zona central de Chile, específicamente en el borde costero sur de la comuna de San Antonio, Región de Valparaíso, en un área denominada “Zona Portuaria Exclusiva” (ZPE) y Zona Portuaria (ZP), según el Plan Regulador Comunal de San Antonio.

Como se ha mencionado anteriormente, este nuevo puerto permitirá recibir naves de nueva generación Clase E que poseen una capacidad de 15.000 TEU (Estudio de Impacto Ambiental Proyecto Puerto Exterior de San Antonio, 2020; SEIA), manteniendo la capacidad de Chile de atender el aumento de demanda de movilización de carga, para su distribución dentro y fuera del país.

El Proyecto considera la construcción y operación de dos nuevos terminales portuarios, el Terminal 1 (TS1), al lado de mar y Terminal 2 (TS2), a lado de tierra, los que en su conjunto llegarán a movilizar un total de carga de contenedores de hasta 6 millones de TEU¹/año (SEIA, 2020), además de estar habilitados para atender naves de Clase E, antes referidas. Cabe destacar que, el proyecto cuenta con una localización de alta conectividad, destacada por vías de tránsito que permiten la comunicación del PE con los distintos destinos regionales, entre ellos la ruta G-86 (Acceso actual al Puerto), que lo comunica con la Región Metropolitana (capital del país) por medio de la ruta 78 (Autopista del Sol), la ruta

¹ Acrónimo del término en inglés “Twenty-foot Equivalent Unit”, que equivale a un contenedor estándar de 20 pies de largo.

G-94 (ruta concesionada Vial Litoral Central) que comunica el PE con Valparaíso, y la ruta 66 (Camino de la Fruta), que comunica el PE con el sur del país. De este modo, potencia a la comuna de San Antonio como lugar óptimo para el crecimiento del país, por el aumento del comercio internacional. A lo anterior, se agrega la conectividad ferroviaria al Puerto de San Antonio, conformada por el ramal Alameda Barrancas, que forma parte de la red de la Empresa de Ferrocarriles del Estado (EFE), la cual corresponde a una vía férrea simple, que llega al recinto portuario (D.S N° 213/2017 del Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones & SEIA, 2020).

Por otra parte, para la ejecución del PE, se requiere contar con canteras que permitan proveer de material de relleno para la construcción de rompeolas y explanada del TS1 y TS2. El material necesario será obtenido de las canteras denominadas Javier y Román (así como de eventuales terceros que cuenten con las autorizaciones pertinentes), las que se ubican en los kilómetros 2 y 4 de la ruta G-908 (SEIA, 2020). El material de relleno será trasladado en camiones desde las canteras hacia una estación de transferencia donde la carga será transferida para continuar su transporte mediante trenes hasta el recinto portuario.

4.2.1 LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

La zona de estudio considerada para el presente proyecto, corresponde a una sección de un nuevo diseño de dique en talud para el terminal 1, al lado de mar, del nuevo puerto exterior de San Antonio, con una ubicación geográfica correspondiente a la latitud 33° 35.913' Sur y longitud 71° 38.703' Oeste.

En la Figura 4.2 se presentan tres ubicaciones generales de la zona del proyecto. La imagen izquierda muestra la ubicación nacional del PE a nivel país. La imagen superior derecha indica la ubicación regional del PE, siendo esta la región de Valparaíso. Por último, en la imagen inferior derecha, muestra la ubicación comunal del PE, la cual además indica una ilustración general de lo que será el nuevo puerto, con un círculo amarillo de la sección considerada para el presente estudio. Cabe mencionar, que las coordenadas de la Figura 4.2 en la ubicación nacional y regional se presentan en grados-minutos-segundos, y por su parte la ubicación comunal se presenta en UTM en metros (Universal Transversal Mercator).

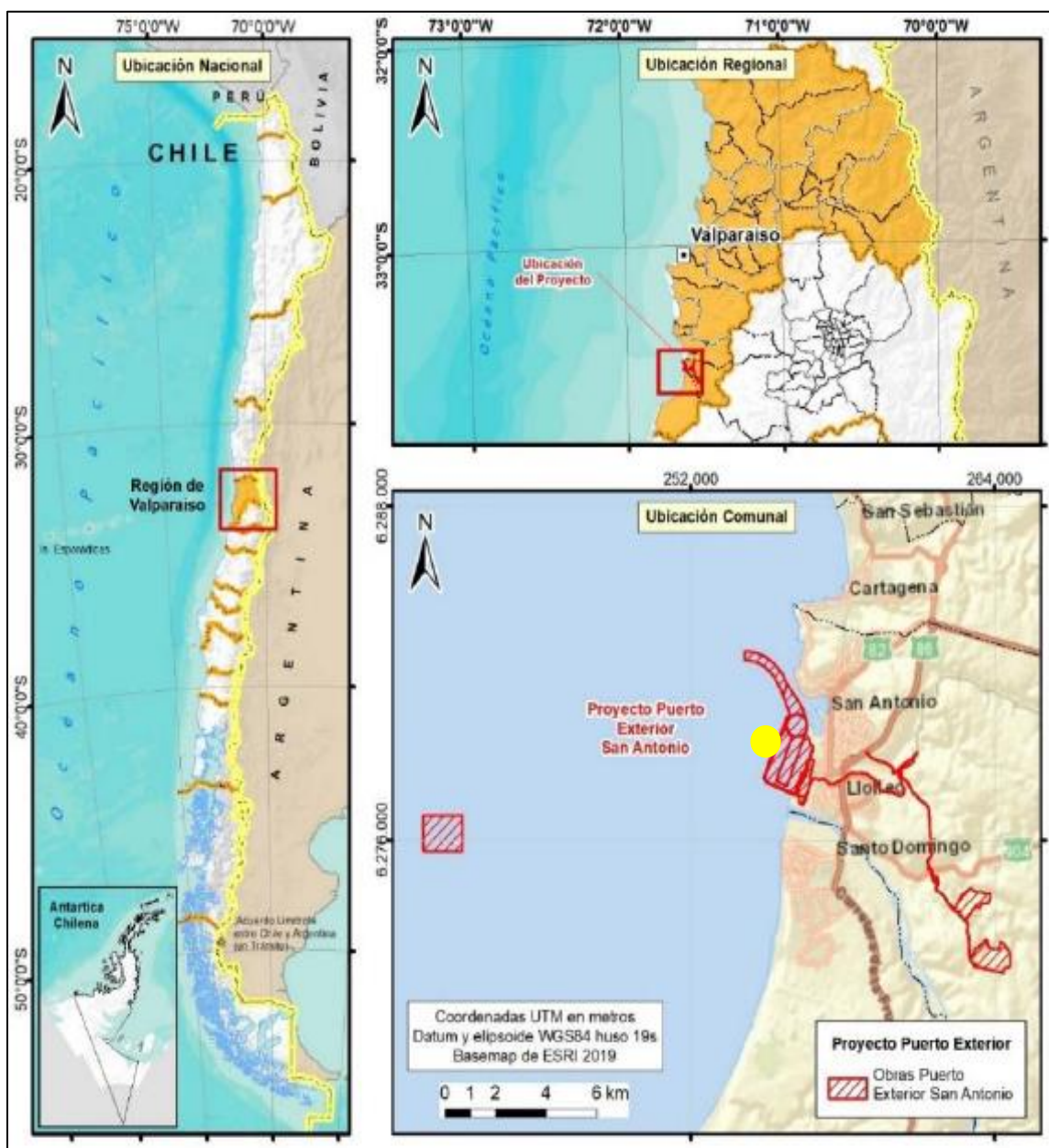


Figura 4.2: Ubicación geográfica general del proyecto puerto exterior San Antonio.
Fuente: Estudio de Impacto Ambiental Proyecto PE San Antonio (SEIA, 2020) e información proporcionada por EPSA.

5 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

5.1 BASES DE DATOS DEL OLAJE

El Instituto de Hidráulica (IH) de Cantabria, en conjunto con la Universidad de Cantabria, ha proporcionado para el presente trabajo de fin de máster, la base de datos GOW, GOT y GOS (Figura 5.1), las cuales poseen una resolución temporal horaria, y que corresponden a las series de reanálisis de oleaje direccional, marea astronómica y marea meteorológica, respectivamente, siendo éstas 2 últimas referidas al nivel de reducción de sondas o bajamar viva equinoccial, en adelante BMVE. En la Tabla 5.1 se presentan las coordenadas geográficas de las tres bases de datos. Cabe mencionar, que en post-proceso se han ajustado las bases de datos a una misma ventana de tiempo, estableciendo así una base de datos conjunta comprendida entre un periodo común de 29 años, correspondientes entre las fechas del 01 de enero de 1979 hasta el 31 de diciembre de 2008.

Tabla 5.1: Coordenadas geográficas de la base de datos

Base de datos	Latitud	Longitud
GOW	33° 30' Sur	71° 45' Oeste
GOT	33° 30' Sur	71° 44.001' Oeste
GOS	33° 28.25' Sur	71° 45' Oeste

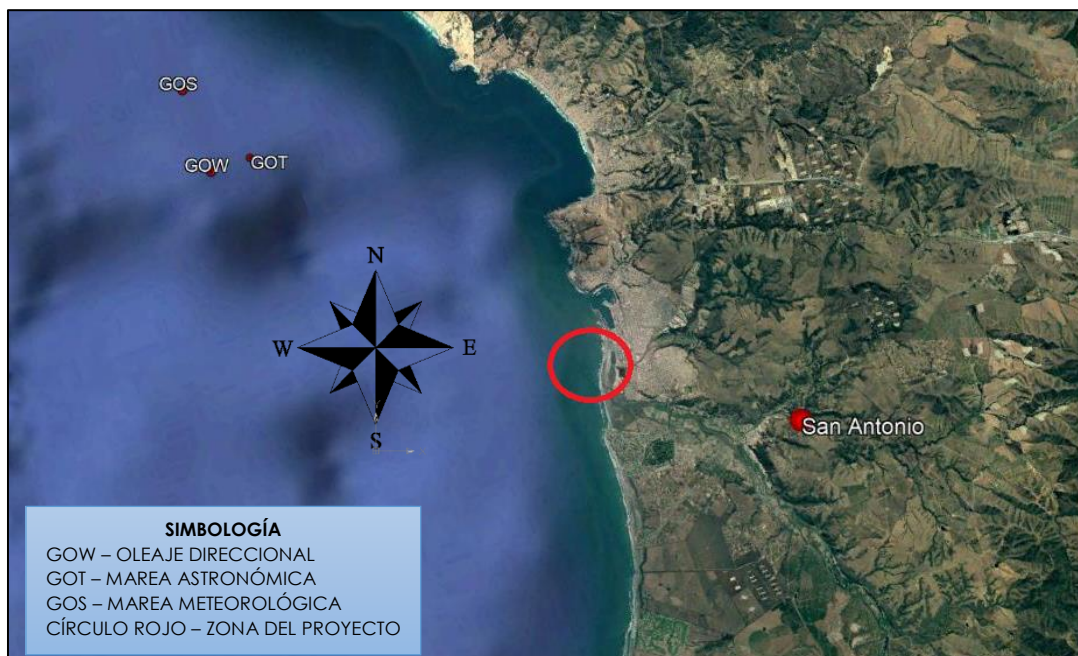


Figura 5.1: Base de datos distribuidas espacialmente en la zona de estudio.

5.2 BATIMETRÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

La batimetría ha sido proporcionada por el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile, en adelante SHOA, la cual se encuentra georeferenciada con proyección UTM, zona 19 Sur y datum WGS84 (World Geodetic System, 1984; Sistema Geodésico Mundial en español). Cabe mencionar, que el WGS84 es un sistema geodésico de coordenadas geográficas usado mundialmente, que permite localizar cualquier punto de la Tierra (sin necesidad otro de referencia) por medio de tres unidades dadas. Es importante señalar que para efectos de este trabajo, la profundidad considerada a pie de dique es de 20 [m], información extraída de las cartas náuticas e infografía del SHOA (Figura 5.2).

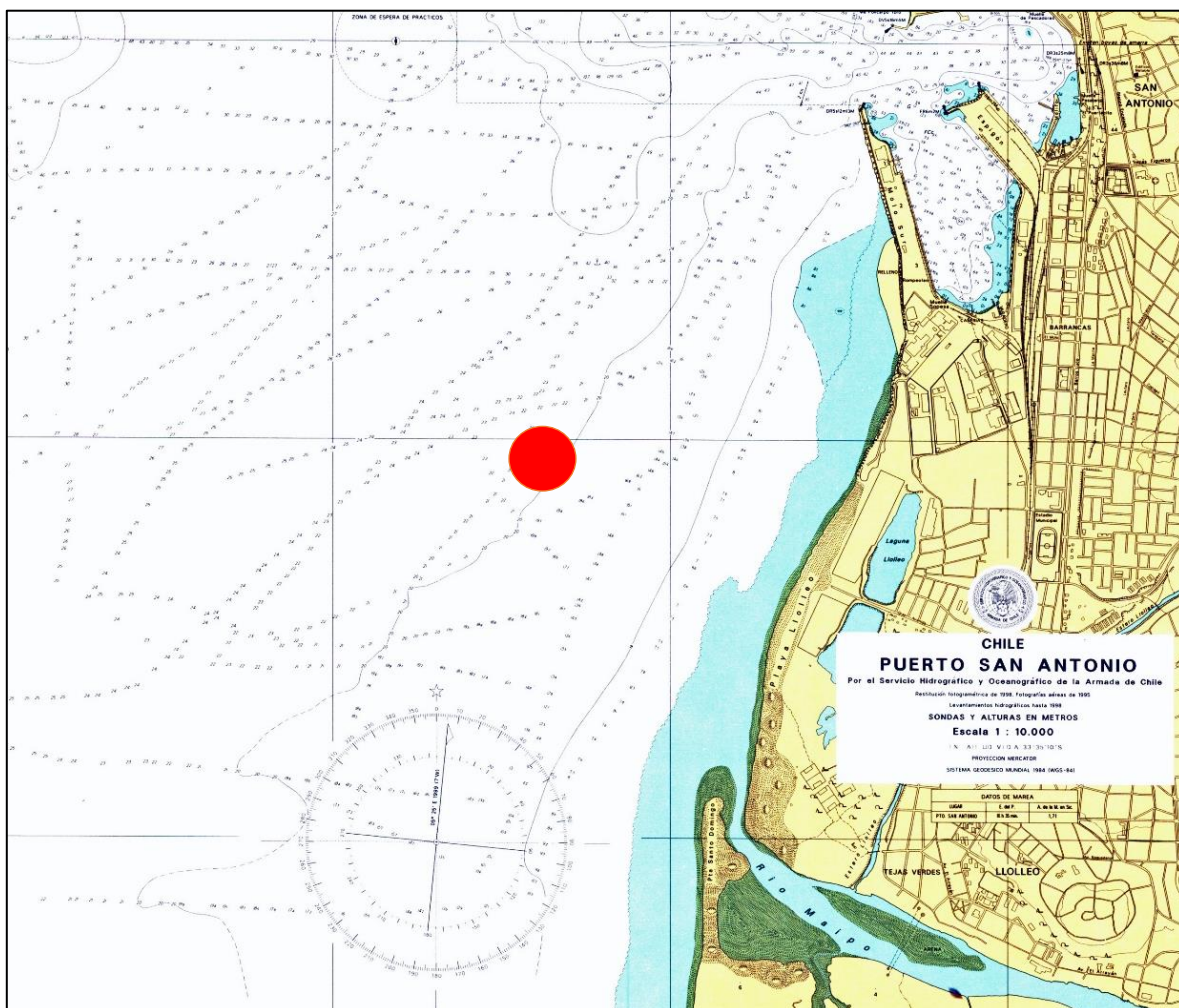


Figura 5.2: Extracto de la infografía del puerto de San Antonio proporcionada por SHOA.
Fuente: Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA).

Además, en las Figuras 5.3 y 5.4 se presentan dos imágenes en Google Earth que representan las características y relieves del área batimétrica de la zona de estudio, haciendo énfasis en la Figura 5.4 el veril de los 20 [m] en donde se emplazará dicha obra.

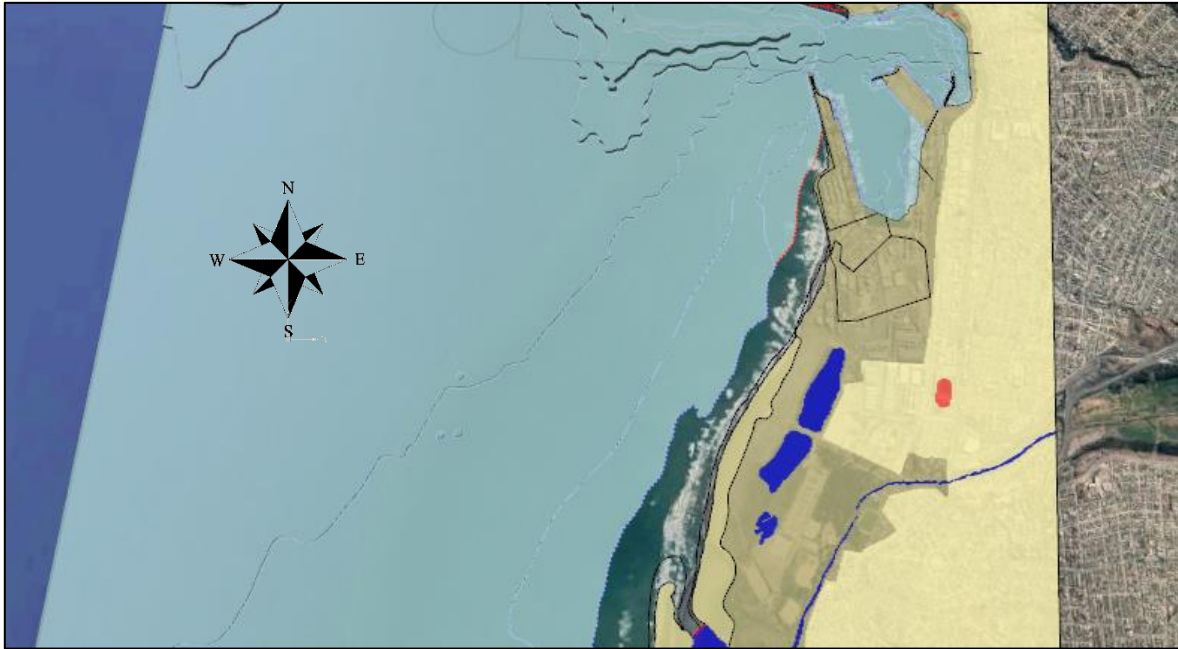


Figura 5.3: Características y relieves del área batimétrica y de tierra de la zona de estudio en Google Earth.

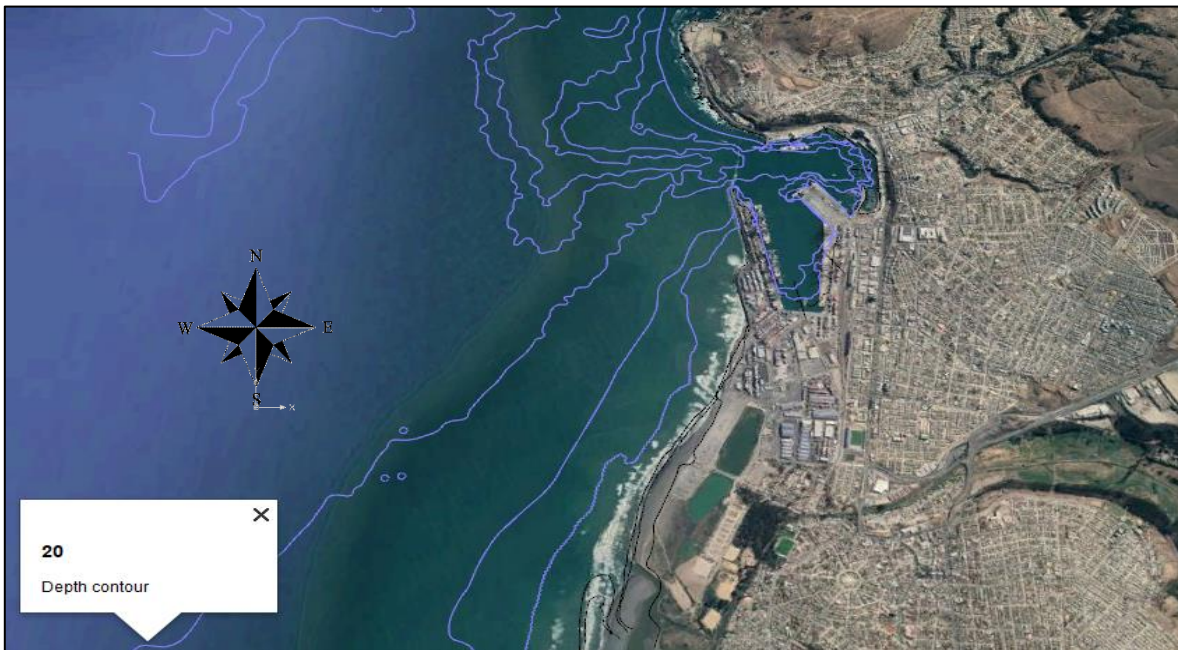


Figura 5.4: Veriles batimétricos en la zona de estudio. Veril de los 20 [m] – Pie de dique.

5.3 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE NIVEL I

5.3.1 PERIODO DE RETORNO SEGÚN ROM

Para la correcta elección de la altura de diseño de la obra, se realiza el cálculo del periodo de retorno en base a las tablas de las Figuras 5.5 y 5.6 del documento ROM 1.0-09. Se establece un índice IRE alto con una vida útil mínima de 50 años, ya que esta obra en particular queda definida como "Puerto Comercial abierto a todo tipo de tráficos". A su vez, se establece un índice ISA bajo con $P_{f,ELU}$ de 10% por ser una zona de almacenamiento u operación de mercancías no peligrosas y pasajeros adosados al dique. Con estos valores, se calcula un periodo de retorno de 475 años (Figura 5.7).

Figura 2.2.33. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r ₃	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	MILITAR		r ₂ (r ₃) ²	Medio (alto) ²	25 (50) ²
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r ₂ (r ₃) ³	Medio (alto) ³	25 (50) ³

Figura 5.5: Índice IRE, vida útil mínima.

Fuente: ROM 1.0-09

Figura 2.2.34. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P_{ELU}

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISA		P _{ELU}	P _{ELU}
ÁREAS PORTUARIAS	COMER-CIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	PESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	NAUTICO-DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	INDUS-TRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	PROTEC-CION *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10

Figura 5.6: índice ISA, P_{f,ELU}.

Fuente: ROM 1.0-09.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P_{fELU})^{1/V}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.1)^{1/50}} = 475 \text{ años}$$

Figura 5.7: Periodo de retorno establecido con la ROM 1.0-09.

5.3.2 OPERATIVIDAD MÍNIMA EXIGIBLE

En las Recomendaciones de Obras Marítimas, específicamente la ROM 0.0 & 1.0-09 "Capítulo II Procedimientos y bases de cálculo", establece valores de operatividad mínima exigible según índices de repercusión económica operativa (IREO) y el índice de repercusión social y ambiental operativa (ISAO), los cuales son utilizados para la forma inicial del diseño de la obra. Los valores considerados corresponden a la operatividad mínima, el número medio de paradas y la duración máxima admisible de una parada, según la tipología y las condiciones de uso. Para este caso, ambos índices fueron obtenidos según la ocurrencia de un modo de fallo, correspondientes a los estados de límite último o de servicio.

Los parámetros a considerar según el carácter de la obra, en relación al uso de esta se detallan en el siguiente listado; cabe mencionar que también están considerados los índices establecidos en el ítem del apartado anterior.

1. Índice de Repercusión Económica (IRE).
2. Índice de Repercusión Económica Operativa (IREO).
3. Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA).
4. Índice de Repercusión Social y Ambiental Operativo (ISAO).
5. Probabilidad de fallo en Estado Límite Último ($P_{f,ELU}$).

Los parámetros se encuentran en función de las actividades que realiza la obra marítima, siendo para este proyecto en particular una obra exterior de abrigo para el nuevo puerto de San Antonio. Para esta obra el índice IREO establecido es alto (Figura 5.8), con una operatividad mínima del 99%, cabiendo mencionar que el proyecto se encuentra definido como un "Puerto Comercial". Por otra parte, en la Figura 5.9 se tiene que el índice ISAO es bajo, con un valor de 5 como número de paradas anuales medias. Respecto a la duración máxima de parada probable de una parada operativa, utilizando un IREO alto y un ISAO establecidos anteriormente, se tienen 3 horas máximo como parada (ver Figura 5.10). En la Tabla 5.2 se presenta un resumen de los tres parámetros ROM determinados mediante las Tablas (Figura 5.8, 5.9 y 5.10) descritas anteriormente.

Figura 2.2.35. *IREO y operatividad mínima*

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE IREO		$r_{f,EL0}$	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r_{o3}	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique con adosadas a las que no les afecte el rebase	Con tráfico de graneles	r_{o2}^2	Medio	0.95 ¹
			Con tráfico de pasajeros y de mercancía general regulares	r_{o3}^2	Alto	0.99 ¹
			Con tráfico de mercancía general tramp	r_{o1}^2	Medio	0.95 ¹
	PUERTO PESQUERO		r_{o3}	Alto	0.99 ¹	
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r_{o3}	Alto	0.99 ¹	
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r_{o3}	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	r_{o2}	Medio	0.95 ¹	
	MILITAR		r_{o3}	Alto	0.99	
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MARGENES		r_{o3}	Alto	0.99	

Figura 5.8: Índice IRE, vida útil mínima.
Fuente: ROM 1.0-09.

Figura 2.2.36. *ISAO y número máximo de paradas anuales*

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISAO		N _m
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	s _{o3}	Alto	2
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas	s _{o2}	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase	s _{o1}	No signif.	10	
	PUERTO PESQUERO			s _{o2}	Bajo	5
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO			s _{o2}	Bajo	5
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	s _{o3}	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	s _{o2}	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase	s _{o1}	No signif.	10	
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique a las que afecte el rebase	s _{o3}	Alto	2	
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s _{o1}	No signif.	10	
	PROTECCIÓN*	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r _{o3}	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	s _{o2}	Bajo	5

Figura 5.9: Índice ISA, $P_{f,ELU}$.
Fuente: ROM 1.0-09.

Figura 2.237. Duración máxima probable de una parada operativa

ÍNDICE IREO	ÍNDICE ISAO			
	No significativo	Bajo	Alto	Muy alto
Bajo	24 horas	12 horas	6 horas	0
Medio	12 horas	6 horas	3 horas	0
Alto	6 horas	3 horas	1 horas	0

Figura 5.10: Duración máxima y probable de una parada operativa (ROM) – Valores recomendados para obras de abrigo y defensa.

Fuente: ROM 1.0-09

Tabla 5.2: Parámetros para la operatividad del nuevo puerto exterior de San Antonio.

Nombre	Parámetro	Índice	Valor	Categoría
Operatividad mínima	IREO	Alto	99%	$r_{f,ELO}$
Número máximo de paradas anuales	ISAO	Bajo	5	N_m
Duración máxima de parada probable para una parada operativa	-	-	3	Horas

5.4 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE NIVEL III

La funcionalidad mínima exigida a una obra de abrigo de un puerto frente al conjunto de estados límite de servicio que puedan presentarse en la fase de servicio, es función de consecuencias derivadas del fallo de servicio. De acuerdo al documento ROM 0.0, se recomienda que la máxima probabilidad de fallo admisible de una obra de abrigo frente al conjunto de todos los modos de fallo adscritos a estados límite de servicio $P_{f,ELS}$ sea inferior a los valores máximos incluidos en la Tabla de la Figura 5.11 en función del índice de repercusión social y ambiental ISA. Por lo tanto, para efectos de este proyecto, se ha utilizado un $P_{f,ELS}$ 0.1, equivalente al 10% de la máxima probabilidad admisible para la obra, además de un mínimo índice de fiabilidad (β_{ELS}) de 1.28.

ISA	$P_{f,ELS}$	β_{ELS}
< 5	0,20	0,84
5 – 19	0,10	1,28
20 – 29	0,07	1,50
≥ 30	0,07	1,50

Figura 5.11: Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.S.

Fuente: ROM 0.0.

5.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y SU VARIABILIDAD

La variabilidad o incertidumbre considerada para las propiedades de los materiales y coeficiente de fricción es considerada a partir de distribuciones estadísticas, presentadas en la Tabla 5.3. Así, se establecen valores porcentuales de variación utilizando las recomendaciones de los autores y documentos de Lara et al. (2019) y Sorensen et al. (2000), para la aplicación del modelo.

Para las densidades de agua de mar se ha considerado una variación del 2.5%, en cambio para la densidad de la escollera y hormigón la incertidumbre utilizada es de un 5%. Esta variabilidad es incorporada para las formulaciones de la berma de pie y el manto superior de la estructura.

Tabla 5.3: Modelo estadístico de los parámetros utilizados para los cálculos.

Características de los Materiales	Media	Unidades	Varianza	Distribución
Densidad del agua de mar	1025	Kg/m ³	2.50%	Normal
Densidad de la escollera	2650	Kg/m ³	5.00%	Normal
Densidad del hormigón	2200	Kg/m ³	5.00%	Normal

5.4.2 INCERTIDUMBRES PARA EL CÁLCULO DEL ESPALDÓN

Las incertidumbres incorporadas al modelo del método de nivel III en la estabilidad del espaldón, corresponden a las establecidas por Pedersen (1996), considerando la fuerza de la ola horizontal, el momento de giro generado por la ola y la subpresión o presión de elevación de la ola. Cabe mencionar, que estas fueron ajustadas a una distribución normal.

En la Tabla 5.4, se presentan las incertidumbres y los parámetros de variación en las formulaciones del cálculo de la estabilidad del espaldón según Pedersen, donde además se define la variabilidad del coeficiente de fricción.

Tabla 5.4: Incertidumbre y parámetros de variación en las formulaciones de Pedersen.

Incertidumbre Espaldón	Media	Unidades	Varianza	Distribución
Fh,0.1%	0.21	-	0.02	Normal
Fh,0.1%	1.60	-	0.10	Normal
MO,0.1%	0.55	-	0.07	Normal
Pb,0.1%	1.00	-	0.30	Normal
Coefficiente de fricción μ	0.636	-	9.54%	Normal

Por último, existe un valor de incertidumbre para la formulación de Van Der Meer (1988b) para el cálculo del diámetro de las piezas de cubo de hormigón, el cual corresponde a la variación de un 10% aproximadamente de los coeficientes de la expresión. Esta incertidumbre no fue incorporada a los cálculos.

6 DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS

Para una correcta definición del clima marítimo, se considera el análisis de las bases de datos GOW (oleaje), GOT (marea astronómica) y GOS (marea astronómica). Los datos de oleaje se encuentran aproximadamente a una profundidad de 203 [m], por lo tanto es importante señalar que se llevará a cabo una propagación de oleaje con un modelo numérico para obtener la información estadística de oleaje direccional a pie de obra, la cual tiene una profundidad de 20 [m]. La Figura 6.1 muestra una imagen de localización geográfica del punto GOW de olas en el sitio de estudio.

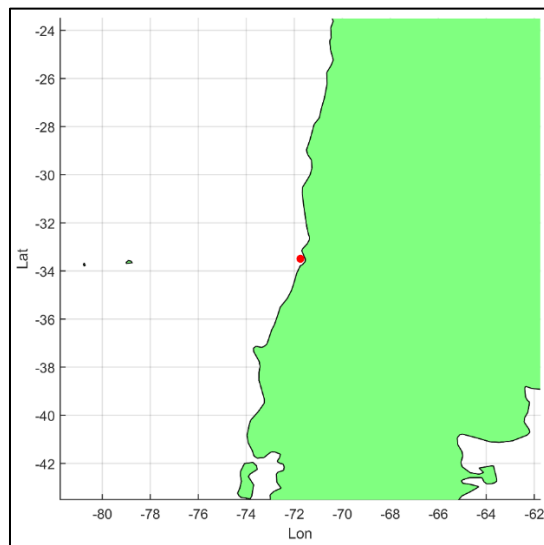


Figura 6.1: Localización geográfica del punto GOW en el sitio de estudio.

6.1.1 CARACTERIZACIÓN DEL OLAJE DIRECCIONAL Y NIVEL DEL MAR

Respecto a la caracterización de oleaje en el punto GOW, se visualiza a través de la Figura 6.2 las series temporales de oleaje para los parámetros de altura significativa en adelante H_s , periodo de pico en adelante T_p , y dirección. Por otra parte, para la base de datos GOT y GOS en la Figura 6.3 se tiene las series temporales de la marea astronómica, marea meteorológica y el nivel del mar referido a la BMVE.

Como se puede observar en la Figura 6.2, la H_s supera solo en algunos instantes a lo largo de la serie temporal el valor de 4.00 [m], manteniéndose en general en valores que oscilan entre los 1.00 y 3.00 [m]. Respecto a los periodos de pico, se visualiza que en general los valores oscilan entre los 7 y 18 [s]. Por último, debido a la localización del proyecto y zona geográfica de la región en Chile, se observa que el rango de direcciones del oleaje predomina entre los 207.20° y 334.10° aproximadamente.

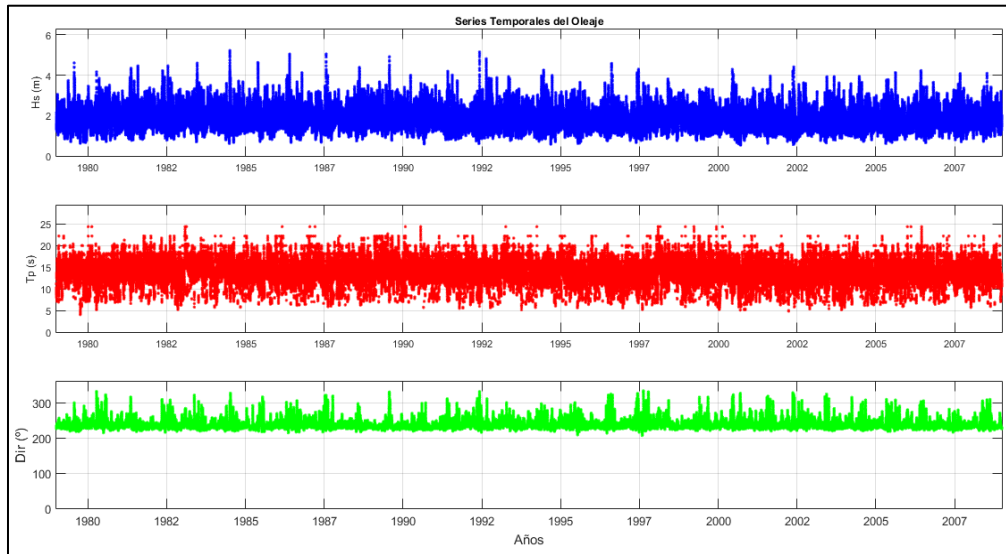


Figura 6.2: Series temporales del oleaje - Altura significativa, periodo de pico y dirección.

Respecto a la serie temporal de la marea astronómica que se observa en la primera gráfica de la Figura 6.3, los valores oscilan entre los -0.80 [m] y 1.03 [m]. Por otra parte, para la segunda gráfica de la Figura 6.3 correspondiente a la serie temporal de la marea meteorológica, se visualizan datos que oscilan en general entre los -0.10 y 0.10 [m], logrando observar que para ciertos instantes de tiempo estos valores son superados, con valores entre los -0.22 y 0.27 [m]. Por último, el rango de marea (referido al nivel mínimo), calculado a través de la suma de la marea astronómica y marea meteorológica se encuentra en general entre los valores de 0.00 a 1.70 [m] aproximadamente, llegando a 2.00 [m] en el año 1987.

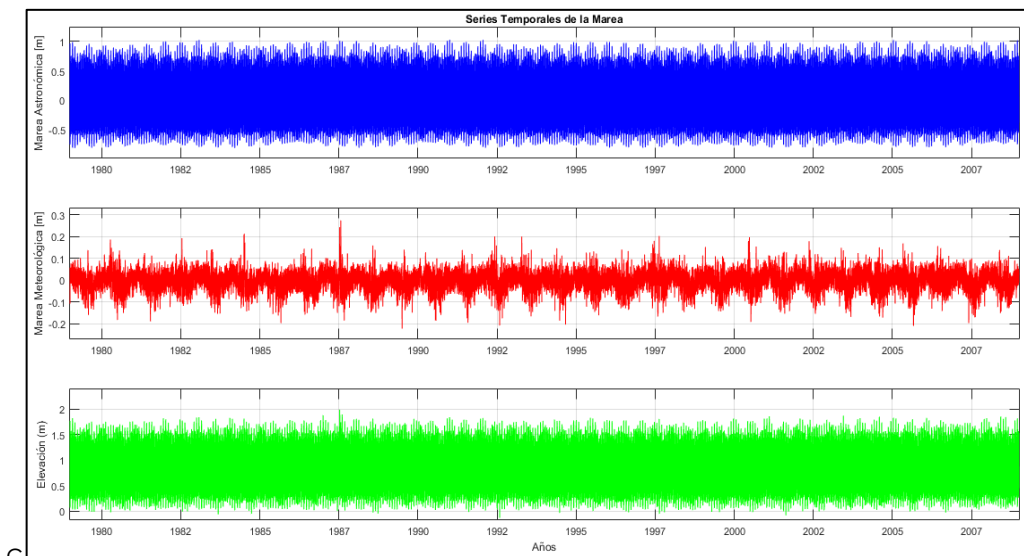


Figura 6.3: Series temporales de la marea – Marea astronómica, marea meteorológica y nivel del mar referida a la BMVE (NRS).

En la Tabla 6.1, se presentan datos de estadística básica de H_s , T_p y nivel del mar. Para el parámetro de altura significativa se tiene que el valor máximo encontrado en la serie histórica de oleaje es 5.22 [m], con un valor mínimo de 0.54 [m], un promedio de 1.81 [m] y una desviación estándar de 0.50 [m]. Por su parte, a lo largo de la serie temporal de periodo de pico se encontraron valores máximos de 24.39 [s] y un mínimo de 4.05 [s], además de una media de 13.70 [s] y desviación estándar de 2.47 [s]. Por último, para la elevación del mar (NM) el valor máximo encontrado de marea es de 1.99 [m], referido a la BMVE de -0.13 [m] y un promedio de 0.80 [m]. Cabe mencionar, que la carrera de marea corresponde a 2.12 [m].

Tabla 6.1: Estadística básica de H_s , T_p y Nivel del Mar.

Estadístico	H_s [m]	T_p [s]	NM [m]
Máximo	5.22	24.39	1.99
Mínimo	0.54	4.05	-0.13
Media	1.81	13.70	0.80
Mediana	1.75	13.70	0.78
Desviación Estándar	0.50	2.47	0.36

A continuación, en las Figuras 6.4 y 6.5, se presentan gráficas de rosas de oleaje y probabilidad para altura significativa y periodo de pico. En la primera Figura se observa que el oleaje predominante se encuentra entre las direcciones del SW y WSW, 225° y 247.5° respectivamente. Además, la mayor frecuencia de H_s se encuentra entre los intervalos 1-2 y 2-3 [m]. Para los periodos de pico, la mayor frecuencia de datos encontrados se identifica entre los 13 y 16 [s] y en una menor escala entre los 10-13 y 16-19 [s]. Respecto a la rosa de probabilidad de H_s , se visualiza una familia de oleaje predominante, con una inclinación de 240°, donde a su vez se mantiene con una cierta dispersión entre el segundo y tercer cuadrante, situación similar que se observa para la rosa de probabilidad de T_p .

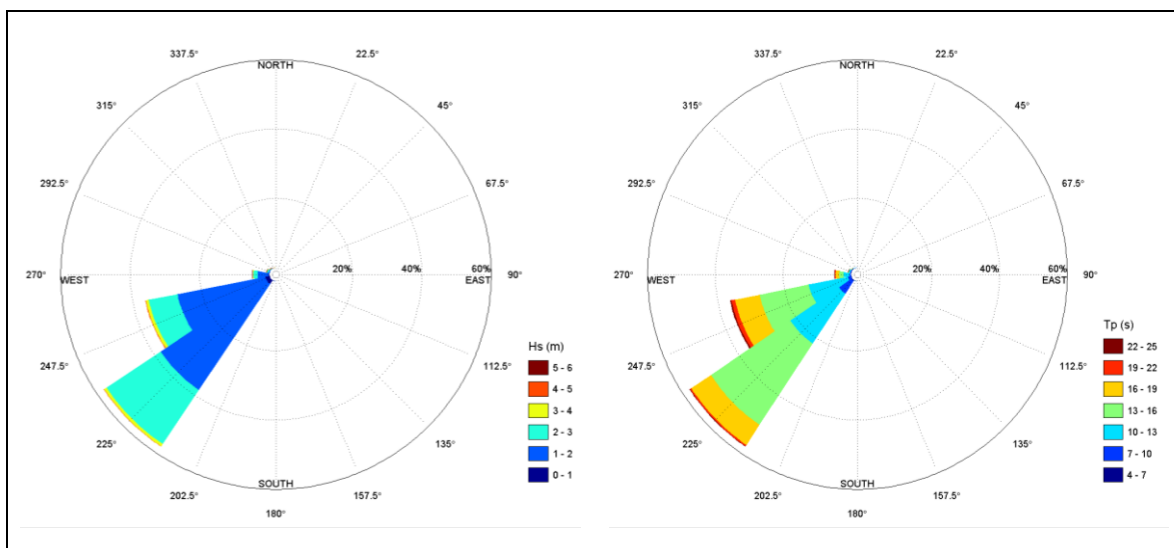


Figura 6.4: Gráficos de rosas para altura significativa y periodo de pico.

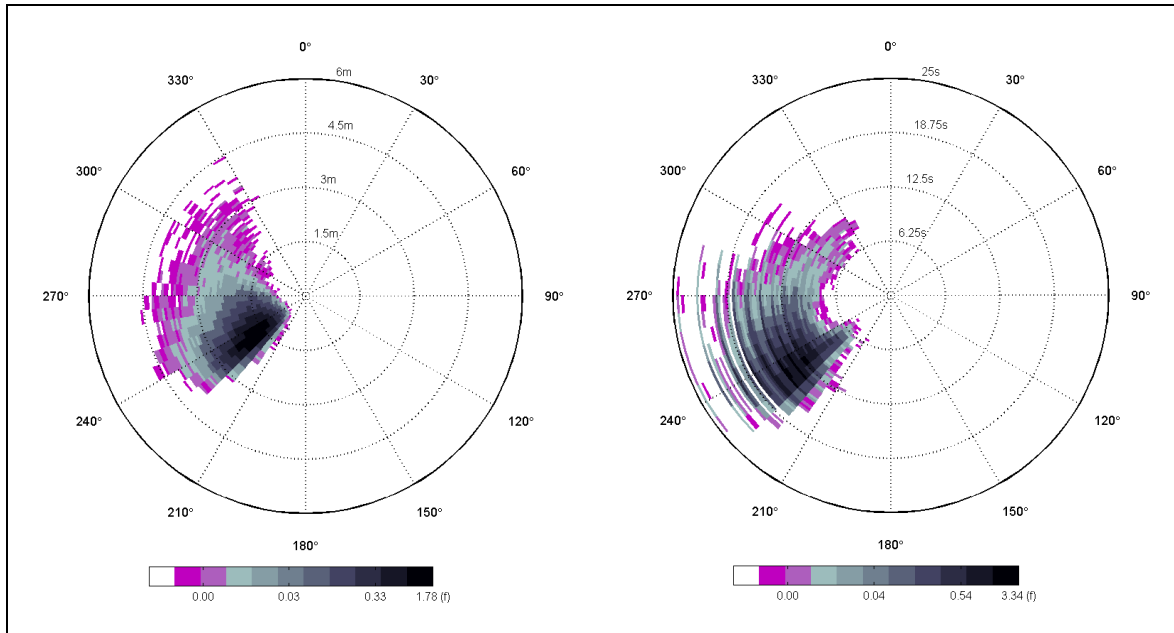


Figura 6.5: Gráficos de rosas de probabilidad para altura significativa y periodo de pico.

En la Figura 6.6, se observa que la altura significativa se ajusta a una distribución estadística de valores extremos siendo el valor de 1.75 [m] aproximadamente el más probable. Por otra parte, el mismo ajuste se presenta para la dirección del oleaje, con direcciones más probables en el rango de los 210 a 240 [°] aproximadamente.

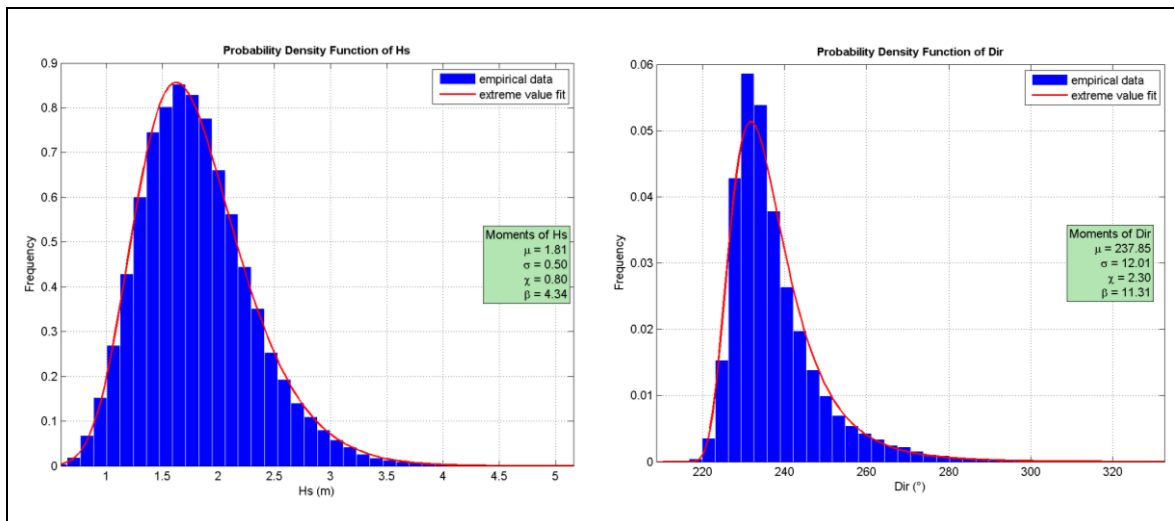


Figura 6.6: Distribución estadística de altura significativa y de dirección del oleaje.

Respecto a la Figura 6.7, se identifica una distribución estadística normal para los periodos de pico, con una alta probabilidad de ocurrencia entre los 11 y 17 [s]. Para el nivel del mar, se visualiza que se ajusta a una distribución de valores extremos.

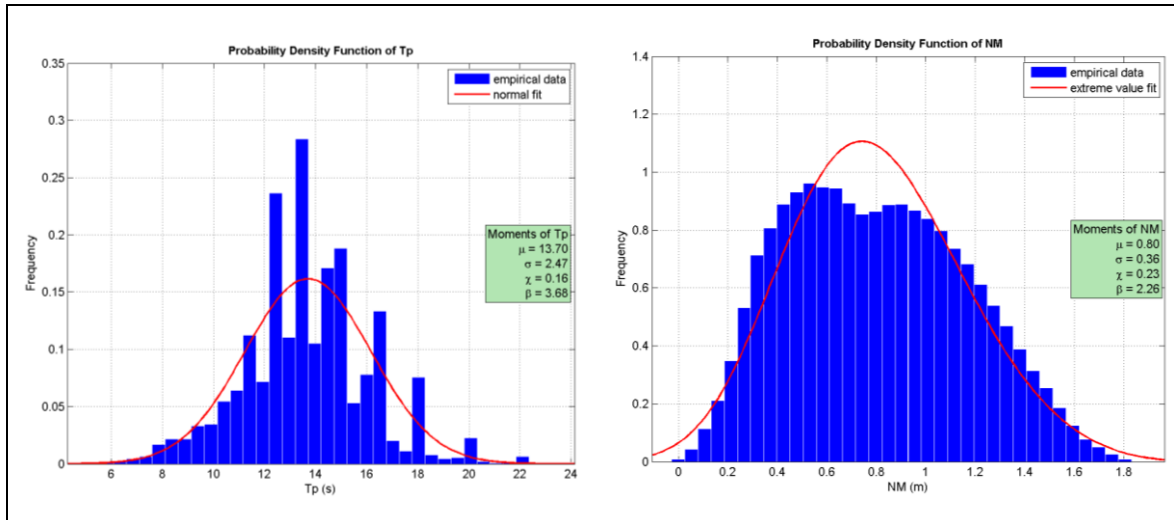


Figura 6.7: Distribución estadística de periodo de pico y nivel del mar.

Por su parte, en la Figura 6.8 se observan las gráficas de ajuste de distribución de la marea astronómica y meteorológica, de las cuales la primera se ajusta a una de valores extremos y la segunda a una distribución normal.

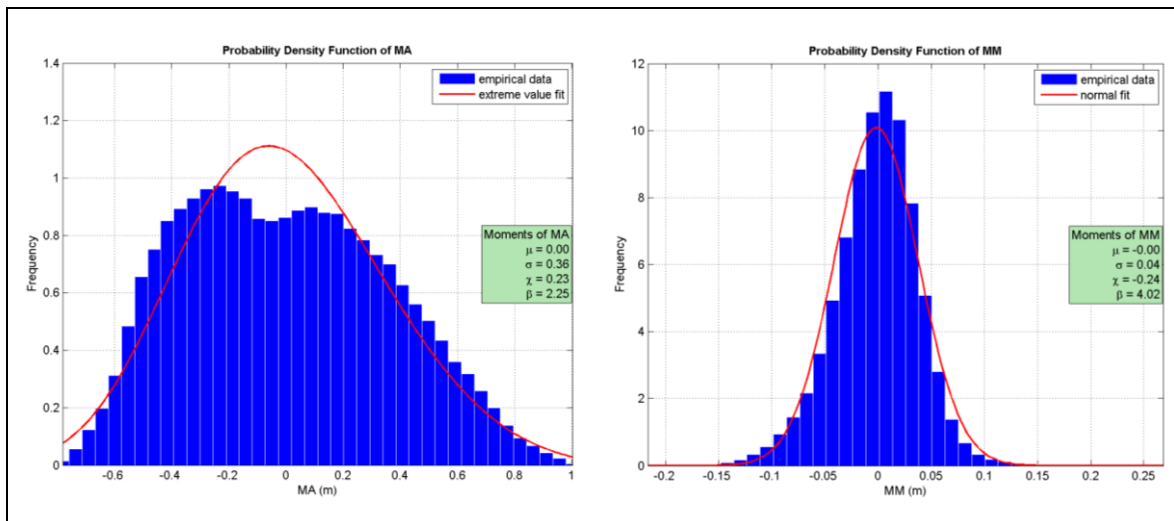


Figura 6.8: Distribución estadística de la marea astronómica y marea meteorológica.

En la Figura 6.9 se presentan gráficos de histogramas correspondientes al clima medio en aguas profundas. El cálculo es realizado en función de la altura significativa y periodo de pico mediante sectores direccionales, logrando observar una alta proveniencia de los datos en las direcciones del segundo y tercer cuadrante, con porcentajes de frecuencia de estados de mar de 57.63 y 36.35%, en las direcciones de SW y WSW respectivamente.

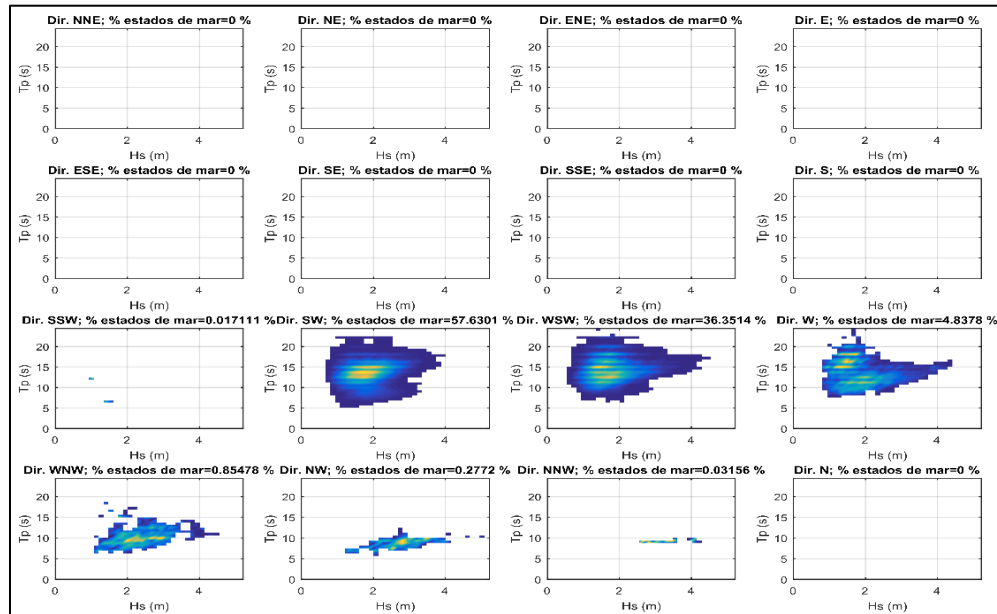


Figura 6.9: Histograma de Hs vs Tp en porcentaje por sector direccional.

6.2 RESUMEN CAPÍTULO CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS

En este capítulo se ha expuesto un clima medio en aguas profundas de las bases de datos proporcionadas para el estudio. Respecto a la estadística básica del oleaje, se tiene que la Hs máxima encontrada tiene una altura de 5.22 [m], además de un promedio de este parámetro de 1.81 [m]. Por su parte, el periodo de pico posee un máximo de 24.39 [s], un mínimo de 4.05 [s] y una media 13.70 [s].

Respecto al nivel del mar, los niveles se han referido a la BMVE, siendo -0.13 [m] (suma de la marea astronómica y marea meteorológica referida al mínimo nivel de marea astronómica encontrado). El máximo nivel de marea es de 1.99 [m], con una carrera de marea de 2.12 [m].

Se realizaron gráficas de distribución estadística de las variables analizadas, encontrándose que para la altura significativa, la dirección del oleaje, el nivel del mar y la marea astronómica se ajustan a una distribución de valores extremos. En cambio, para los periodos de pico y la marea meteorológica los datos se ajustaron a una distribución normal.

Por último, se presentaron gráficas de histograma, en las cuales se difiere que existe una alta proveniencia de los datos en las direcciones de SW y WSW, con un porcentaje de frecuencias de estados de mar de 57.63% y 36.35%, respectivamente.

7 PROPAGACIÓN DE OLEAJE

7.1 ALGORITMO DE MÁXIMA DISIMILITUD

La metodología utilizada para la realizar la propagación del oleaje en el sitio del proyecto corresponde a la propuesta por Paula et al (2013) y descrita en el documento Coastal Engineering, el cual consiste en la técnica del algoritmo de máxima disimilitud, en adelante MaxDiss.

La metodología MaxDiss se caracteriza por una la selección de un subconjunto de datos representativos de la muestra de datos de partida (Izaguirre, 2010). Por tanto, si se dispone de una muestra de datos $X = \{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ compuesta por N vectores n-dimensionales, el objetivo de este algoritmo consiste en obtener un número M de vectores $\{v_1, \dots, v_M\}$ de los datos de partida que presenten la diversidad de estos datos. El algoritmo comienza con la inicialización del subconjunto $\{v_1\}$ mediante la transferencia de un dato de la base de partida. La selección del resto de elementos se realiza iterativamente, y en cada ciclo se transfiere al subconjunto aquel dato perteneciente a la base da datos de partida con la mayor disimilitud respecto al subconjunto seleccionado. En resumen, esta metodología de propagación consiste en la selección de una serie reducida de casos representativos del oleaje en profundidades indefinidas, el cual mediante una selección de los estados de mar bajo el procedimiento de este algoritmo, permite la identificación de un sub conjunto "x" que posean la mayor diversidad posible del total de la base de datos.

Luego de haber caracterizado el clima medio en aguas profundas con periodo común entre los parámetros de oleaje y nivel del mar, se ejecuta la metodología de máxima disimilitud para la selección de los N estados de mar a propagar con el modelo numérico SWAN.

Para delimitar el abanico de ángulos de dirección incidentes en el sitio de proyecto, se considera la Figura 5.1 y 6.9 debido a que estas dos imágenes muestran un plano general en Google Earth y la información en detalle con las direcciones que se encuentran fuera del rango de la zona de la obra, ya que en función de la posición y localidad del sitio del proyecto donde se emplazará el puerto (en su formato a baja, mediana y alta escala), además de los histogramas direccionales de altura y periodo de pico, se decide extraer los ángulos inferiores a 202.5° y los ángulos superiores a 337.5° (abanico que delimita los ángulos con respecto al Norte). Por otra parte, el valor de los N estados de mar introducido al programa correspondió a 250, ya que es el valor recomendado por la baja variación de las direcciones del oleaje direccional en el punto GOW de aguas profundas (Teoría del downscaling híbrido; Camus et al, 2013).

Posterior al input incorporado a la interfaz MaxDiss, se obtienen las gráficas que se presentan en la Figura 7.1 y 7.2, indicando la autoselección de los 250 estados de mar en base a la serie completa de oleaje. Por otra parte, se ha introducido a la interfaz los niveles de marea a considerar para la ejecución, con la finalidad de realizar las repeticiones de los N estados de mar en M niveles del mar. Para efectos de ese estudio, se ha considerado al modelo 2

niveles de marea, ejecutando así con el simulador el nivel de marea de bajamar (0) y de pleamar (2). Cabe mencionar que el valor de 2 [m] se ha elegido para que cubra las pleamares máximas vivas equinocciales del sector de estudio.

La selección de los M niveles del mar, repercutirá en el total de estados de mar a simular, considerando que ese total (NxM) de simulaciones para el proyecto tendrá 250x2, siendo finalmente 500 simulaciones a propagar.

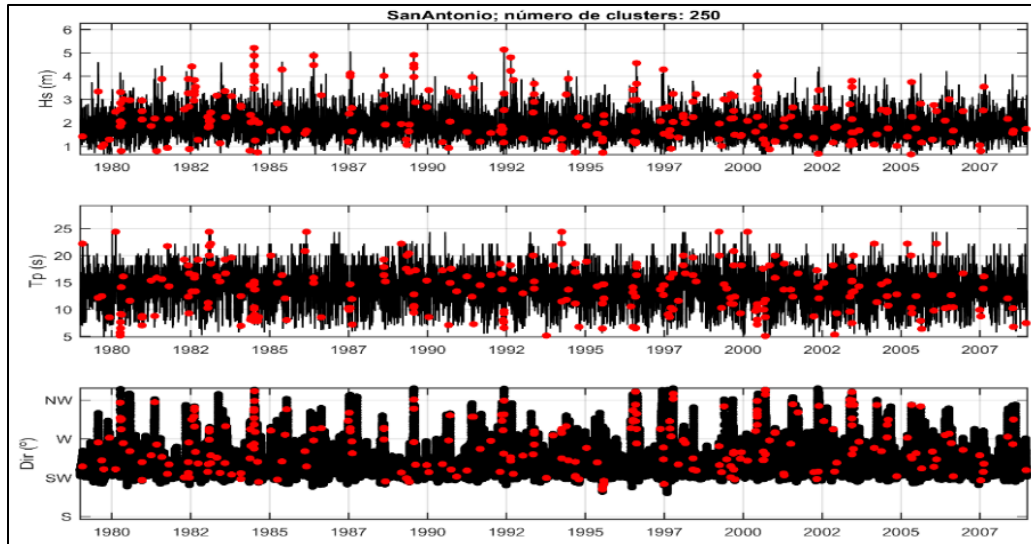


Figura 7.1: Series de tiempo de la autoselección de los estados de mar representativos.

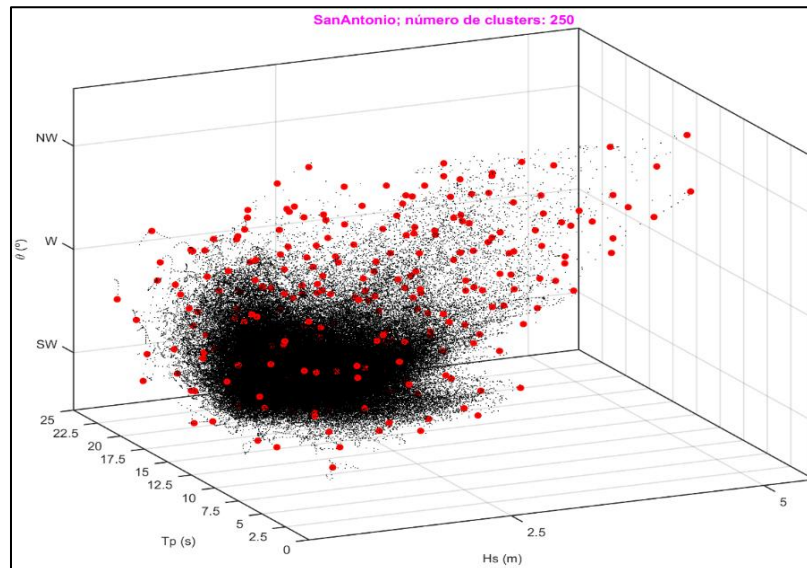


Figura 7.2: Nube de puntos de los estados de mar autoseleccionados con la herramienta MaxDiss.

7.2 MODELO NUMÉRICO SWAN

SWAN (Simulating WAVes Nearshore) es un modelo numérico de propagación de oleaje espectral que simula la energía contenida en las ondas en su propagación desde superficies oceánicas hasta zonas costeras. Este modelo espectral resuelve la ecuación de balance de energía de olas, a partir de una batimetría, condiciones de oleaje y vientos específicos.

En general, SWAN es utilizado en sitios donde sea necesario propagar el oleaje sobre grandes superficies oceánicas (generación de oleaje por viento), y donde no haya estructuras complejas, ya que en aquellos sitios se suele presentar el fenómeno de difracción y este no es bien simulado por esta herramienta numérica. Las ventajas del simulador SWAN se indican en el siguiente listado.

- Permite mallas embebidas (dos o más por malla general).
- Permite forzar el modelo por los cuatro lados de la malla general (especialmente variados en cada lado).
- La estabilidad numérica del modelo no depende de las dimensiones relativas de la malla D_x y D_y .
- Permite trabajar sobre dominios costeros más amplios.
- Contempla el oleaje generado por viento local.
- Incluye los efectos de asomeramiento y refracción.
- Incluye los efectos no lineales de interacción ola-ola y whitecapping.
- Incluye disipación por rotura en playas y set-up por efecto del oleaje.
- Permite obtener resultados espectrales-direccionales en puntos, además de los mapas de altura de ola significativa (H_s) y dirección $[\theta]$.

7.2.1 PROCEDIMIENTOS DE MALLAS Y CÁLCULO

Una vez obtenido los NxM estados de mar representativos con la herramienta MaxDiss, el siguiente paso es propagarlos numéricamente del punto A (base de datos en aguas profundas), al punto B (punto de control en el sitio del proyecto). Para ello, se emplea una interfaz del modelo numérico SWAN proporcionada por el IH Cantabria, que tiene en cuenta los procesos de transformación del oleaje con mayor relevancia para el proyecto, siendo asomeramiento, refracción y rotura por fondo, detallados en el apartado anterior.

En primer lugar se selecciona la batimetría, proporcionada por el SHOA de Chile, que se emplea en la simulación numérica. El fichero batimétrico debe ser un archivo .dat en formato libre (ASCII) con 3 columnas (x, y, z), siendo Z el valor que representa la batimetría o sonda en número positivo (agua \rightarrow "+"; tierra \rightarrow "-"). Luego de tener la batimetría cargada en la interfaz, el siguiente paso es diseñar las mallas de propagación de oleaje, cabiendo mencionar que el modelo se encuentra preparado para propagar el oleaje en dos mallas, una general y una malla de detalle (embebida en la malla general). En conclusión, el modelo debe propagar el oleaje desde el punto A a lo largo de toda la malla general y

que posteriormente siga propagando el oleaje en una malla de detalle asociada a la zona de estudio (punto B). Por otra parte, es relevante destacar que el uso de dos mallas permite optimizar recursos computacionales debido a que resuelve las ecuaciones de propagación, primero en un dominio con menor definición pero más grande en dimensiones, para posteriormente seguir la propagación en un dominio con mejor definición pero con menores dimensiones.

Las recomendaciones para poder realizar un mallado general adecuado según Díaz (2020), son las siguientes:

- El dominio exterior del dominio coincida.
- La anchura del dominio sea suficiente para que el oleaje “entre” adecuadamente por los contornos de agua.
- El alcance espacial de la malla sea suficiente para abarcar toda la zona de estudio y la posterior malla de detalle.

El dominio general fue seleccionado por coordenadas UTM en la opción “Leer malla exterior”, utilizando como referencia el punto GOW de oleaje en la esquina superior izquierda (Tabla 7.1).

Tabla 7.1: Coordenadas en UTM de la malla general con modelo numérico SWAN.

Coordenadas en UTM Malla General	
X mínimo	244526.00 m E
X máximo	262754.00 m E
Y mínimo	6258763.00 m S
Y máximo	6289895.00 m S

Posterior a ello, se procede a diseñar la malla de detalle. En primer lugar, se seleccionan las “subdivisiones en x” y “subdivisiones en y”, los cuales indican el grado de detalle que debe obtener dicha malla, es decir divisor para Dx y Dy que se desea afinar para la malla de detalle. Esta malla, abarca la zona de interés o zona de estudio del proyecto, el cual recoge las coordenadas del punto B. A continuación, en la tabla la 7.2 se presenta la información de la resolución las mallas, además de los números de nodos.

Tabla 7.2: Resolución de la malla exterior y de detalle del modelo número SWAN.

Malla Exterior			
dx	250 m	74	Nº nodos
dy	250 m	126	
Malla Detalle			
dx	4 m	62.5	Nº nodos
dy	4 m	62.5	

Una vez definida las mallas general (exterior) y de detalle, se introduce la coordenada del punto de control para la salida de espectros (ver tabla 7.3), la cual está definida dada la

dimensión de la obra exterior del nuevo puerto de San Antonio. Además, en la Figura 7.3 se visualiza una imagen de Google Earth donde se presentan los veriles batimétricos y el punto de control, indicando también el veril de los 20 [m], profundidad a la cual se encuentra la obra a pie de dique.

Tabla 7.3: Punto de control de salida de espectros; coordenada en UTM.

Punto de control de espectro – Coordenada en UTM	
Coordenada Este	254558.00 m E
Coordenada Norte	6279218.00 m S

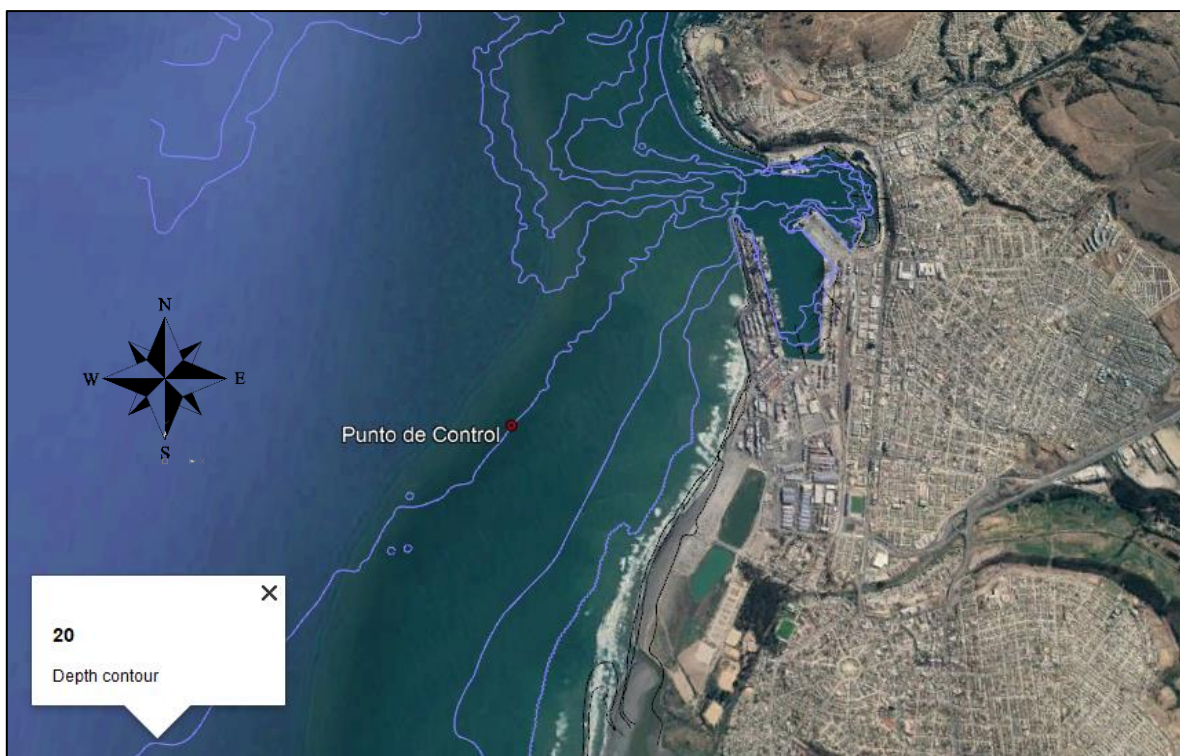


Figura 7.3: Veriles en imagen de google Earth. Punto de control y profundidad de 20 [m].

Posteriormente, se procede a ejecutar los NxM casos auto-seleccionados. Para ello se selecciona el botón “Abrir XLS Olas”, y se selecciona el fichero XLS generado con la interfaz MaxDiss, para ejecutar cada estado de mar (Figura 7.4). Antes de ejecutar la simulación numérica, se selecciona el punto 1 (GOW de propagación) para todos los contornos de la malla (Norte, Sur, Este, Oeste). Cabe mencionar, que según lo expuesto por Camus et al. (2011), para asumir que sean casos estacionarios, el dominio numérico aproximadamente debe ser máximo 50 [km] (el tiempo que tarda en propagarse el oleaje es inferior a la discretización entre estados de mar).

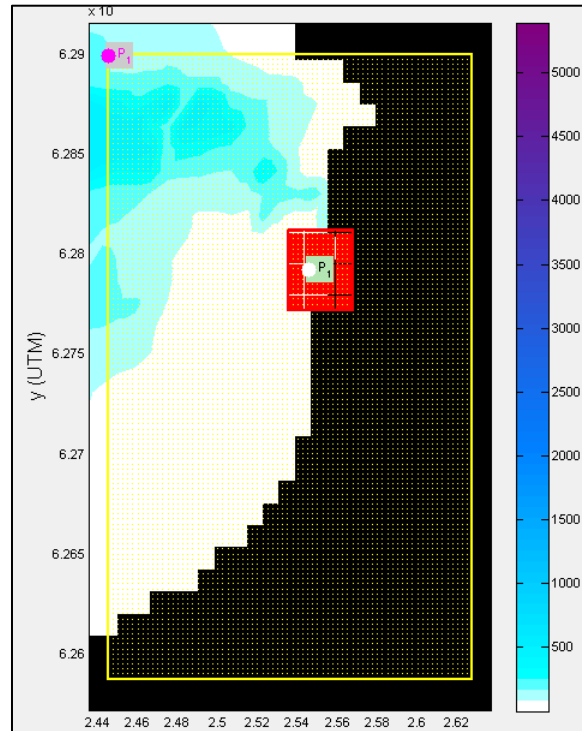


Figura 7.4: Malla exterior-detalle del proyecto, incluido el forzamiento de los 500 estados de mar.

Al finalizar la ejecución de todos los NxM casos con el modelo SWAN, se realiza la interpolación al punto B del sitio de interés, seleccionando en la interfaz de Swan la opción "seleccionar ejecuciones" en "Exportar resultados", para así obtener un cuadro de interpolación en formato XLS que incluye la transformación que cada estado de mar experimenta de A a B. En este proceso se debe indicar los pasos realizados en el modelo numérico, siendo una ejecución rectangular, detalle y estacionaria, además del fichero de punto de control que muestra la localización geográfica del punto B.

Finalmente, en la interfaz MaxDiss se realiza la interpolación de toda la serie de oleaje de A a B, para todos los puntos de control seleccionados en el fichero y que ya se encuentren inherentemente reflejados en el cuadro de interpolación. Luego de la interpolación, la interfaz genera información de clima marítimo mediante rosas de oleaje, histogramas de Hs y Tp, régimen medio y régimen extremal.

7.2.2 RESULTADOS PROPAGACIÓN NUMÉRICA DE OLAJE

Los resultados de la propagación numérica con la interfaz del modelo numérico SWAN, corresponden a gráficas y/o planos, los cuales representan el avance y cambio del oleaje mediante la transformación de la onda desde aguas profundas (malla exterior) hacia aguas someras (malla de detalle), o en su defecto a pie de dique (sitio del proyecto). Los resultados corresponden a 500 carpetas de casos de estados de mar, los cuales para efectos de este informe de trabajo de fin de máster solo se visualizan 2 estados de mar

representativos del sector de estudio, que contienen una alta energía en función de los parámetros de la ola (H_s y T_p), y correspondientes a un escenario de temporal.

En la Tabla 7.4, se presentan los estados de mar seleccionados para la muestra de planos de propagación que se indican en la Figura 7.4. La segunda y tercera columna de la Tabla 7.4 indica el estado de mar 1 en agua profunda y propagada, respectivamente. Análogamente, se presenta de la misma manera para el estado de mar 2 para la columna 3 y 4.

En el primer estado de mar el oleaje proviene del NW, cuya propagación mantiene el sector direccional. Por otra parte, el segundo estado de mar seleccionado proviene de un temporal con dirección W, observándose que mediante la propagación realizada, el sector direccional cambia en el punto objetivo, modificándose al WNW y aumentando la altura de la ola. Esto último, ocurre debido a que el oleaje y su transformación al punto objetivo circulan a través del cañón submarino localizado al NW del sitio del proyecto.

Tabla 7.4: Resultados de los estados de mar seleccionados propagados.

Estados de mar seleccionados – propagación numérica con SWAN				
Estado de Mar	1 - A propagar	1 - Propagado	2 - A propagar	2 - Propagado
Fecha	04/07/1984 6:00:00		13/08/1996 8:00:00	
H_s [m]	5.22	4.11	4.56	7.07
T_p [s]	10.01	9.85	16.39	15.86
Dirección [°]	304.01	309.47	264.90	288.13

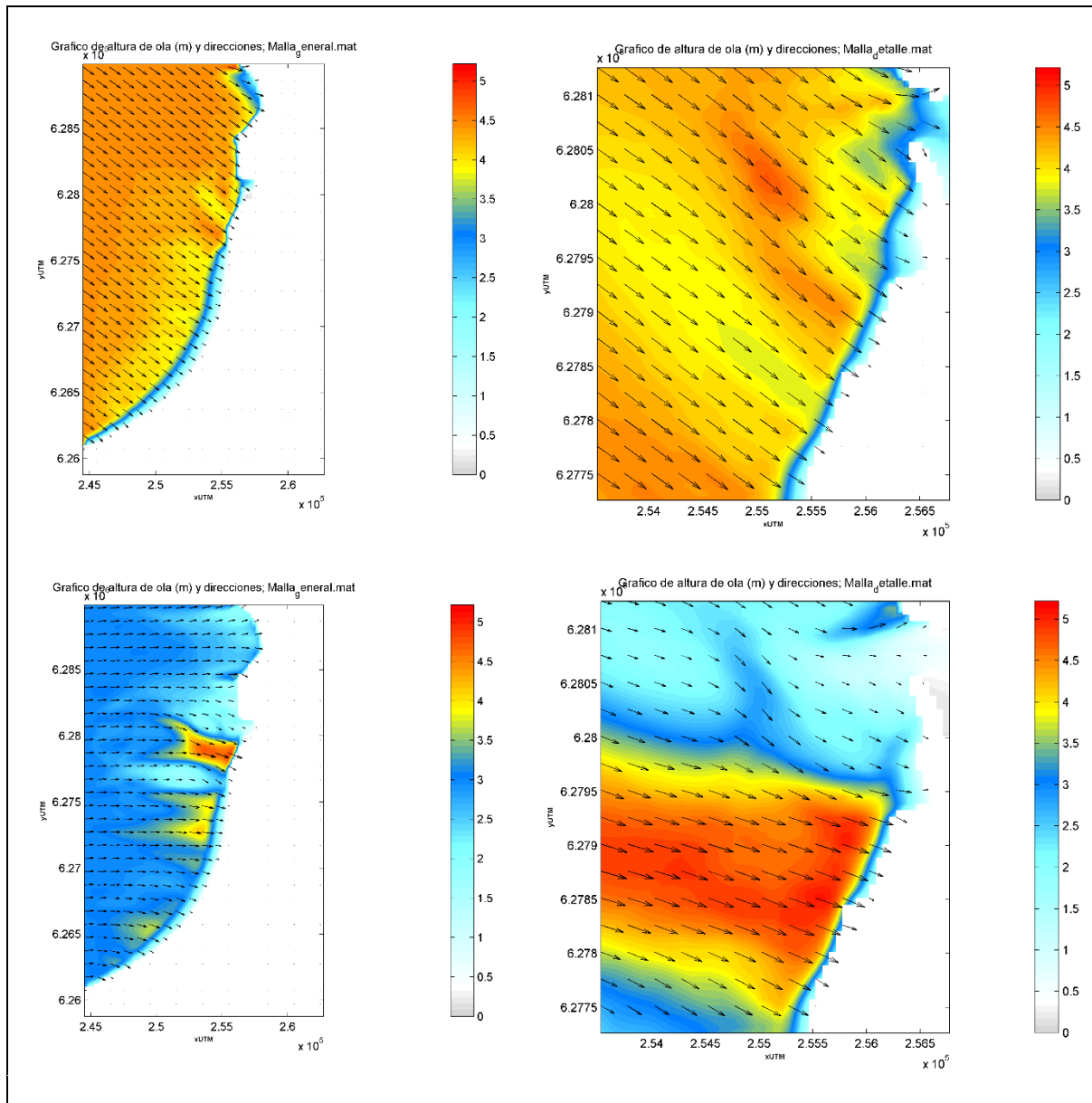


Figura 7.5: Dos estados de mar altamente energéticos - escenarios de temporal en el sitio del proyecto (izquierda malla general, derecha malla de detalle).

Posteriormente, el cuadro de interpolación, obtenido a través del modelo numérico SWAN, es introducido a la interfaz MaxDiss para realizar la interpolación de la serie de reanálisis de oleaje desde aguas profundas hacia aguas someras para el punto de control seleccionado del sitio del proyecto (pie de dique de la obra exterior del puerto de San Antonio).

Por motivos de falta de datos en la zona de estudio, no se realiza calibración y validación de la propagación de oleaje realizada con el modelo numérico SWAN.

7.3 DESCRIPCIÓN DEL CLIMA MEDIO PROPAGADO

El régimen medio de cualquier magnitud relaciona los diversos niveles de la misma con la probabilidad de que dichos niveles no sean superados en un período de tiempo igual al año medio. En el caso del oleaje, se denomina régimen medio de oleaje a la distribución estadística que define el porcentaje de tiempo en que, durante el año medio, la altura de ola (o el período) no excede de cada valor. La elaboración del régimen de oleaje en una zona de la costa puede realizarse a partir de observaciones tomadas por barcos en ruta, a partir de registros obtenidos por boyas, o bien con datos adquiridos mediante propagaciones numéricas de oleaje.

A continuación, en la Figura 7.6 se presentan gráficas relacionadas con el análisis de clima medio para el punto de control del puerto exterior de San Antonio. Se visualizan gráficas de rosas de oleaje y periodo de pico, además de series temporales de los parámetros de altura de ola significativa, periodo de pico y dirección incidente. Por otra parte, también se presentan dos gráficas en la Figura 7.6 que indican la función de probabilidad de la altura significativa del punto de control y la función de distribución acumulativa del mismo parámetro. Se difiere que el punto del control del sitio del proyecto la altura significativa se ajusta a una distribución de valores extremos. La predominancia direccional del oleaje ocurre entre el segundo y tercer cuadrante, con un oleaje reinante del Oeste (270°).

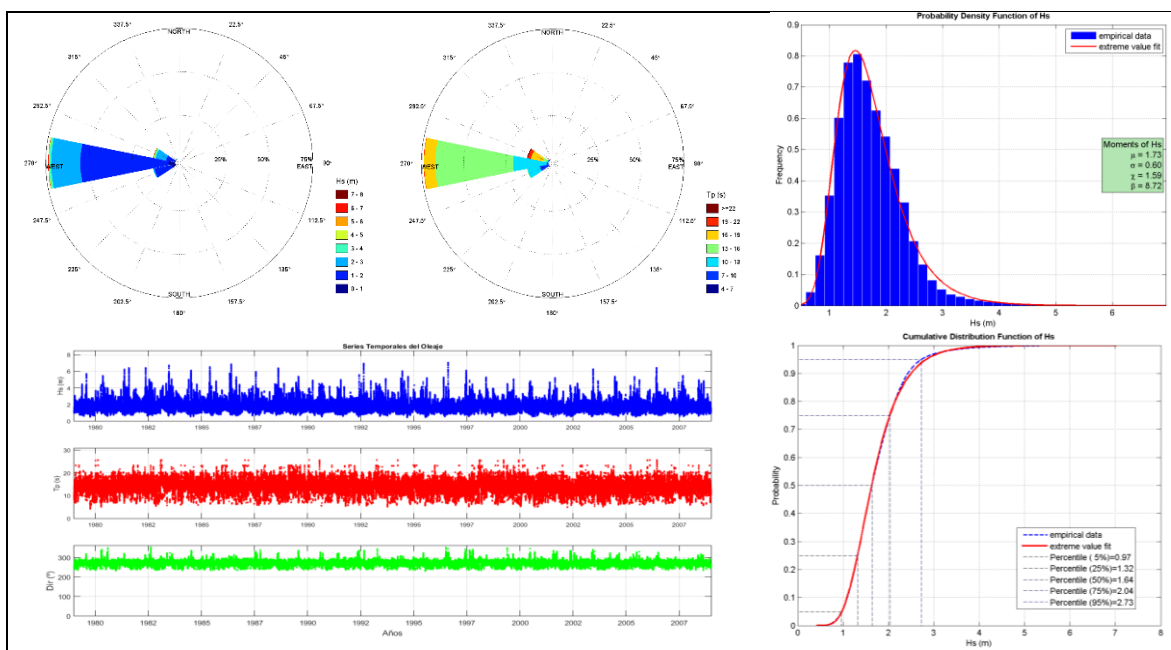


Figura 7.6: Clima medio del punto de control (pie de dique).

En la Tabla 7.5 se presenta la estadística básica de la altura significativa, el periodo de pico y el nivel del mar. Se difiere de la tabla de parámetros que la altura de ola máxima de la base de datos completa propagada corresponde a 7.03 [m], valor que supera a la altura máxima en aguas profundas debido al cañón submarino que se encuentra cercano al sitio del proyecto, específicamente al NW del punto del control por donde se realiza la

transferencia del oleaje. Por otra parte, la altura mínima corresponde a 0.42 [m], con un valor medio de 1.73 [m], una mediana de 1.64 [m] y una desviación estándar de 0.59 [m]. Por su parte, el periodo de pico máximo corresponde a 25.59 [s] y un mínimo de 4.18 [s], además de un promedio de 13.82 [s] y una mediana de 13.97 [s], con una desviación estándar de 2.51 [s]. Por último, la estadística básica del nivel del mar corresponde al mismo analizado en la base de datos en aguas profundas.

Tabla 7.5: Estadística básica de Hs, Tp y Nivel del Mar.

Estadístico	Hs [m]	Tp [s]	NM [m]
Máximo	7.03	25.59	1.99
Mínimo	0.42	4.18	-0.13
Media	1.73	13.82	0.80
Mediana	1.64	13.97	0.78
Desviación Estándar	0.59	2.51	0.36

La Figura 7.7 muestra gráficas de histograma de altura significativa vs periodo de pico mediante sectores direccionales. Se observa que el 73.58% de los estados de mar propagados provienen del W (entre el segundo y tercer cuadrante). Por otra parte, un 12.95% y 12.88% de estados de mar, provienen del WSW y WNW respectivamente, quedando con un leve registro en porcentajes los oleajes las direcciones del NW (0.45%), NNW (0.08%) Y SW (0.05).

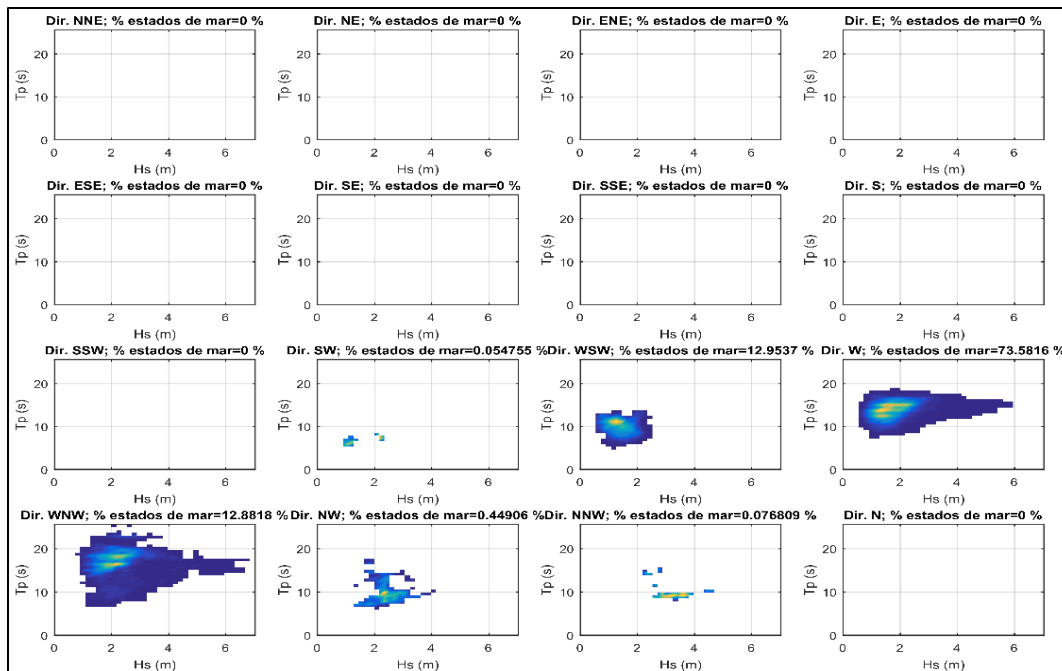


Figura 7.7: Histograma de Hs vs Tp propagados en porcentaje por sector direccional.

En la Figura 7.8 se presenta un gráfico de dispersión para los parámetros de altura significativa vs periodo de pico y altura significativa vs dirección. Se observa que existe un aumento gradual para las H_s entre los periodos de 14 y 18 [s] aproximadamente, donde además, se difiere una segunda familia de oleaje para los periodos que oscilan en los 10 [s]. Por su parte, para la gráfica derecha de dispersión, se visualiza una clara tendencia de las alturas significativas para las direcciones entre 275 y 290° aproximadamente, oleaje común para el litoral central de las costas de Chile, además de la segunda familia direccional entre los 320 y 340°.

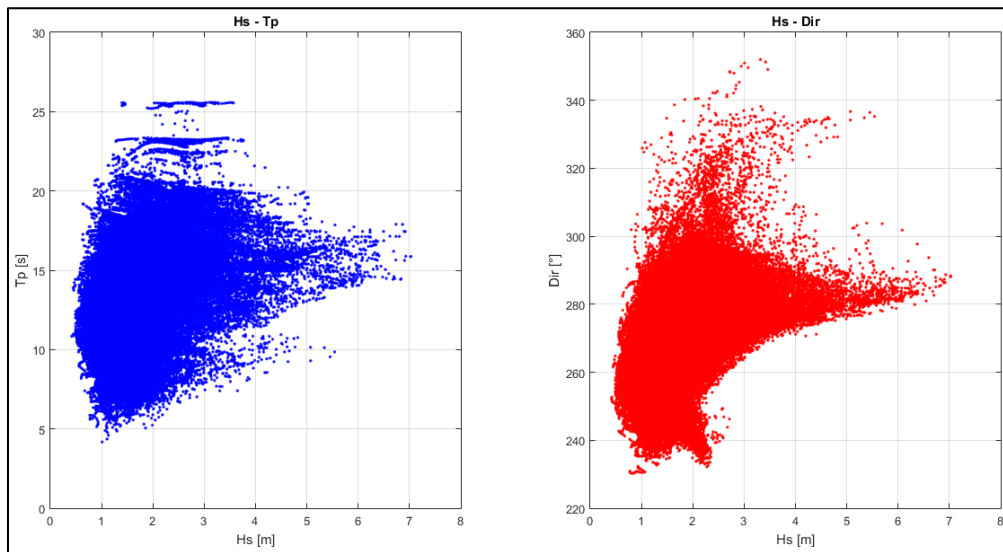


Figura 7.8: Scatter plot de H_s - T_p (izquierda) y H_s -Dirección (derecha).

7.4 REGIMEN EXTREMAL A PIE DE OBRA

La seguridad y la operatividad de una instalación o de una localidad en la costa pueden estar condicionada por la acción del oleaje en situación de temporal, es decir, en escenarios donde la altura del oleaje alcanza una intensidad poco frecuente.

Con el fin de acotar el riesgo que corre la estabilidad y funcionalidad del tramo de estudio del dique exterior para la nuevo puerto de San Antonio debido a la acción del oleaje, es necesario tener una estimación de la frecuencia o probabilidad con la que se presentan temporales que superen una cierta altura significativa de ola. Un régimen extremal de oleaje, es precisamente, un modelo estadístico que describe la probabilidad con la que se puede presentar un temporal de una cierta altura de riesgo. Un temporal queda representado por el valor máximo de altura alcanzado por el oleaje durante un periodo de tiempo, asumiendo en este estudio que el tiempo mínimo que transcurre entre la aparición de dos temporales independientes es de 3 días.

Se ha realizado el clima extremo mediante el método de máximos anuales GEV (Generalized Extreme Value) y POT (Peak Over Threshold).

Para efectos de resultados, en este informe solo se presentan los resultados con el método POT bajo la técnica de alturas de olas sobre un umbral, ya que este fue más restrictivo que el método GEV, donde a su vez logra considerar una mayor cantidad de alturas de olas por año, es decir, identificando un mayor número de tormentas en el sector de estudio.

El umbral considerado para el método POT es de 3.50 [m], altura de ola que se encuentra cercano al percentil de 99%. En la Figura 7.9 se indica el gráfico correspondiente al clima extremo hasta los 500 años de periodo de retorno.

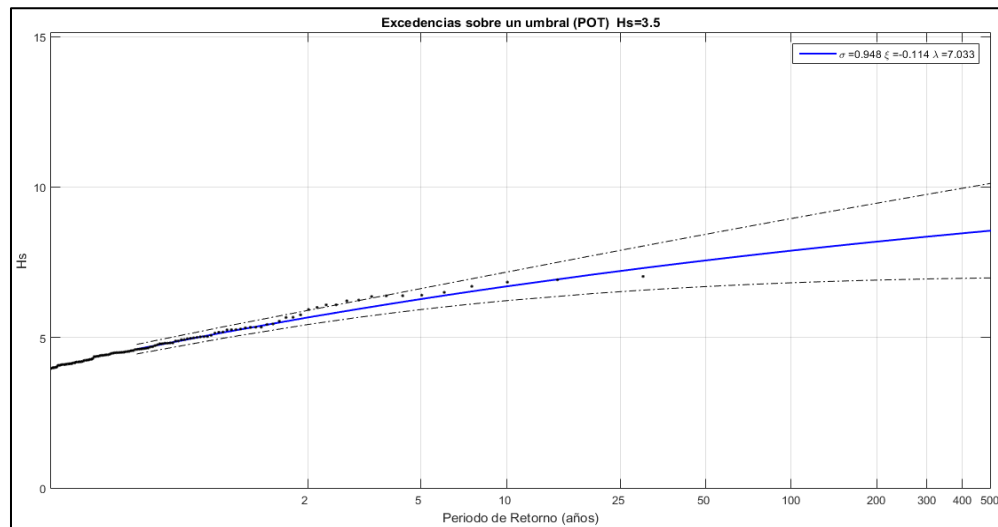


Figura 7.9: Régimen extremal mediante excedencias sobre un umbral (POT).

7.5 RESUMEN CAPÍTULO PROPAGACIÓN, CLIMA MEDIO Y EXTREMO

Se ha realizado una propagación de oleaje desde aguas profundas hacia el sitio del proyecto utilizando un algoritmo de máxima disimilitud. Los casos a propagar correspondieron a 500, debido a la autoselección de 250 casos de estado de mar por cada nivel de marea (bajamar y pleamar). El programa utilizado para la propagación fue el modelo numérico SWAN, utilizando una interfaz gráfica del IH Cantabria. Los resultados muestran que existe un aumento de la altura de ola debido al cañón submarino localizado al NW del sitio del proyecto por donde se realiza la transferencia y transformación del oleaje.

Se ha desarrollado un clima medio de la estadística obtenida mediante la propagación. Se ha encontrado una H_s máxima de 7.03 [m], con una media de 1.73 [m]. Además, el máximo T_p encontrado correspondió a 25.59 [s], con una media de 13.82 [s]. Respecto a los niveles de marea estos corresponde a los mismos del clima medio realizado en aguas profundas. La dirección del oleaje se ha refractado de forma correcta en la zona de estudio.

Para el clima extremal realizado mediante el método POT, desarrollado para 500 años de periodo de retorno, se ha utilizado un umbral de 3.50 [m], altura cercana al percentil del 99%, con una independencia mínima de tres días entre dos temporales.

8 PARÁMETROS DE DISEÑO

8.1 ALTURA DE OLA DE DISEÑO

Par el análisis estructural y funcional de la obra se debe establecer una altura de diseño en función del análisis extremal previamente realizado. Para un análisis conservador de los valores extremos, se ha considerado utilizar el valor superior de la banda del 95% del gráfico extremal (Figura 7.9), entregando así una altura de diseño de 9.61 [m] para los 475 años de periodo de retorno, obtenido mediante el apartado de bases de datos (5.3.1).

A continuación, en la Figura 8.1 se presenta la gráfica de régimen extremal donde se indica mediante la línea roja el valor de la altura de ola de diseño en función del periodo de retorno de 475 años.

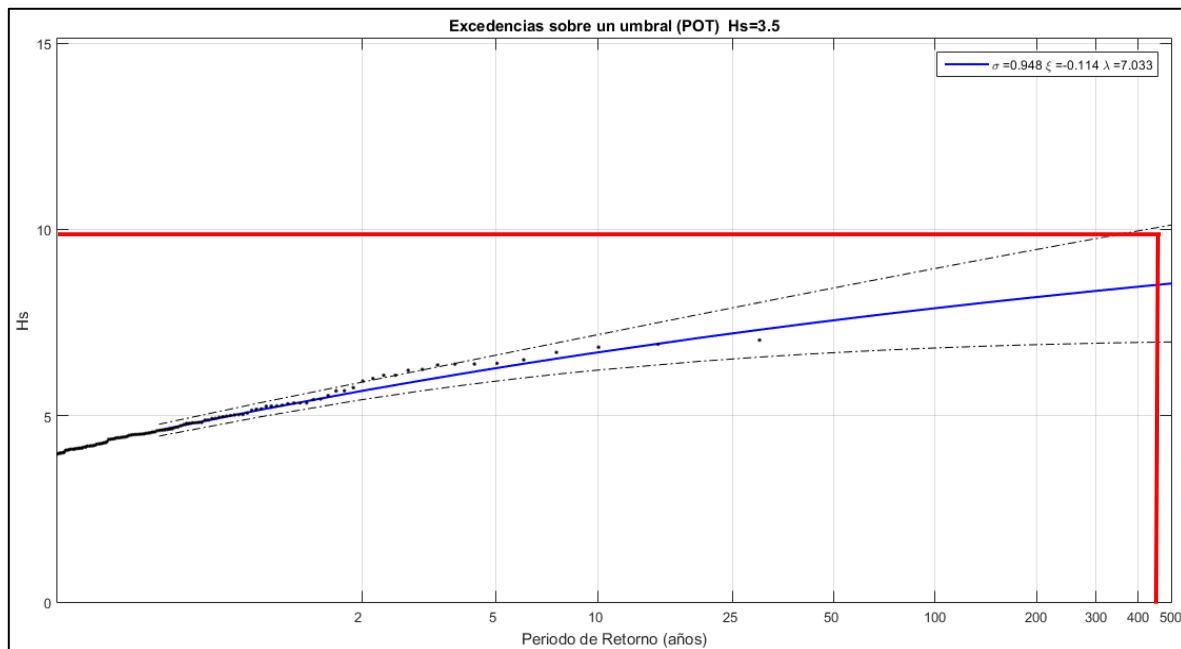


Figura 8.1: Régimen extremal con altura de diseño de 9.61 [m] a los 475 años de periodo de retorno.

8.2 PERIODO DE PICO Y DIRECCIÓN DEL OLAJE DE DISEÑO

El periodo de pico y dirección de diseño se establece a través de las condiciones del régimen extremal utilizando gráficos de dispersión de altura significativa vs periodo de pico y dirección del oleaje.

Para ello, se obtuvieron todas las alturas de olas, periodos de pico y direcciones que estén sobre el umbral de los 3.50 [m] de altura significativa, para así realizar gráficos de dispersión en función del análisis extremal. En la Figura 8.2, se muestra ambos gráficos de dispersión

indicando todos los datos en color azul y en rojo los datos a partir del umbral. Por otra parte, se ha aplicado en ambas gráficas de dispersión una línea de tendencia potencial, cuya recomendación es establecida por Chun y Suh (2018). Además, para la validación del periodo de pico de diseño, se ha comparado el valor obtenido con la expresión entre la altura significativa espectral y el periodo de pico, definida mediante $T_p \approx 5 * H_s^{0.5}$.

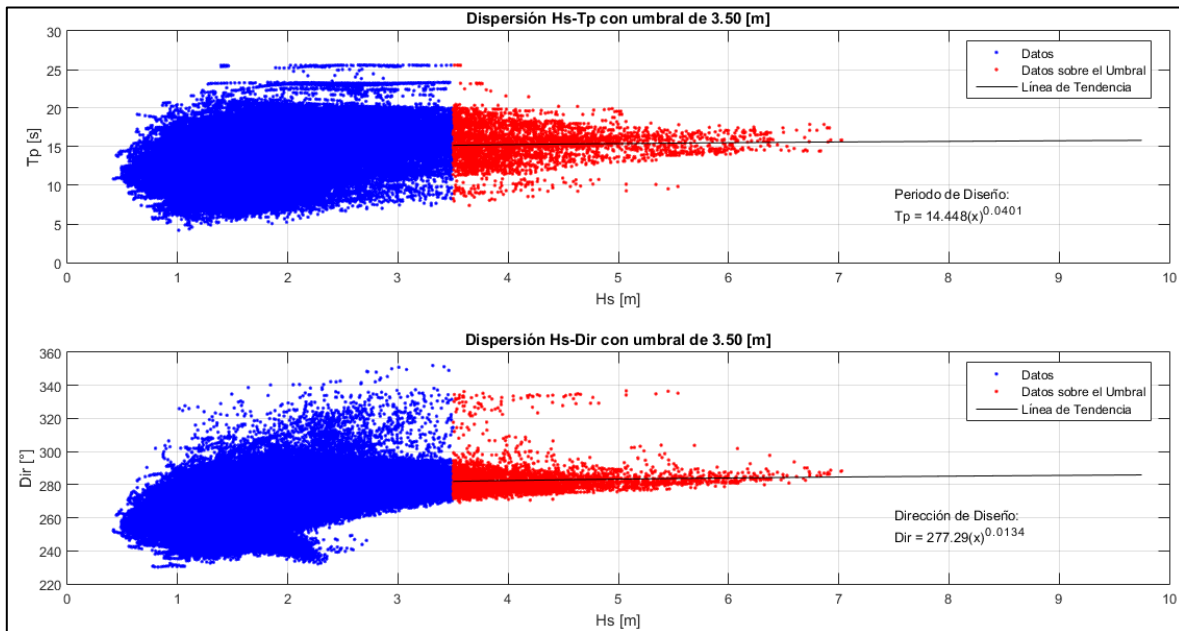


Figura 8.2: Dispersión de Hs, Tp y Dirección para el cálculo de los parámetros de diseño en función de la altura de diseño en condición extremal.

Finalmente, el periodo y dirección de diseño calculado es 15.82 [s] y 285.83°, respectivamente (ver Tabla 8.1). Por su parte, el valor de Tp mediante la expresión expuesta en el párrafo anterior es 15.50 [s], la cual tiene una alta similitud con el periodo de pico de diseño obtenido, concluyendo así que el valor de diseño es representativo.

Tabla 8.1: Valores de diseño de la obra.

Parámetro	Valores de diseño	Unidad
Umbral	3.50	[m]
Hs Diseño	9.61	[m]
Tp Diseño	15.82	[s]
Dir Diseño	285.83	[°]

9 MÉTODO DETERMINISTA DE NIVEL I

El método de nivel I es una técnica y metodología determinista para realizar diseños convencionales de estructuras costeras, basado en el concepto de que la carga de diseño no debe exceder la resistencia de la estructura. La carga de diseño es definida sobre una base probabilística como un valor característico de la carga, siendo un ejemplo el valor de la altura significativa para de un periodo de retorno de 500 años. Por otra parte, la resistencia generalmente se define como la sollicitación que provoca un cierto daño sobre la estructura y no se da como una fuerza máxima o deformación, debido a que gran parte de las formulaciones de diseño expuestos por científicos que se encuentran disponibles actualmente en la literatura, únicamente dan una relación entre las características que tiene el oleaje y la respuesta estructural.

El fallo se asume que es una función escalón, es decir la estructura falla ($P_f=1$) o es segura ($P_f=0$), además se asume que todos los modos de fallos son independientes entre sí. La ilustración que se presenta en la Figura 9.1, muestra el modo de fallo de deslizamiento de dique analizando mediante un método determinista de nivel I.

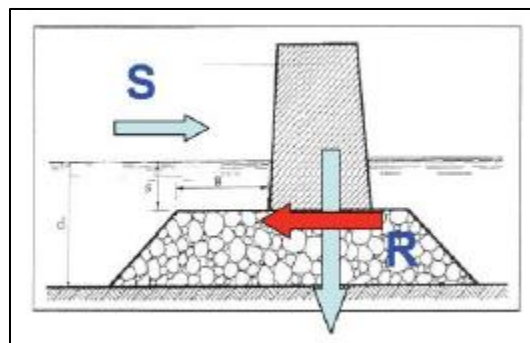


Figura 9.1: Ilustración del modo de fallo de deslizamiento de un espaldón (método determinista).

9.1 DISEÑO PRELIMINAR DEL DIQUE ROMPEOLAS

Los diques en talud son estructuras que se construyen en el mar para proporcionar abrigo a una zona determinada. Estas estructuras están constituidas por escolleras naturales y/o artificiales de distintos tamaños y habitualmente por espaldones de hormigón. Los elementos que constituyen la estructura y por el cual estará formado el diseño preliminar del dique rompeolas del puerto exterior de San Antonio son los siguientes:

1. Núcleo: Parte central del dique que soporta los mantos de escollera y posibilita su ejecución. Esta sección tiene que tolerar deformaciones y su permeabilidad será compatible con las condiciones hidrodinámicas contempladas en el proyecto.

2. Filtros o mantos secundarios: Parte intermedia de los diques en talud colocada sobre la parte exterior del núcleo. Habitualmente está constituida por una o varias capas de escollera natural y/o artificial creciente desde el núcleo hacia el exterior.
3. Manto principal: Esta sección va colocada sobre la capa externa del filtro y se encuentra constituido por elementos de escolleras naturales o artificiales de mayor tamaño, cuya función principal es resistir la acción del oleaje que actúa sobre él.
4. Berma inferior: El pie del manto principal se suele apoyar sobre una berma que debe coronar a profundidad suficiente para evitar su socavación y la consiguiente caída de las piezas del manto de protección. Se suele emplear material de escolleras naturales o artificiales.
5. Banqueta: La banquetta sirve de apoyo inferior al manto principal y el espaldón. Destacando además que en el proceso constructivo se realiza un enrase para recebar los huecos existentes, que generalmente se utiliza material granular.
6. Espaldón: Sobre la cota de coronación del dique se dispone una estructura de hormigón con objeto de eliminar los rebases. Los espaldones son fabricados mediante material de hormigón armado.
7. Manto inferior: Esta sección se diseña y construye para proteger el talud interior del dique frente a la agitación y posibles rebases en la zona de sotamar.

En la Figura 9.2 se presenta una ilustración de una sección tipo de un dique en talud, donde se indican los nombres de cada sección detalla anteriormente, en función de los elementos que constituyen este tipo de estructuras. Además, en la Figura 9.3 se visualiza otra ilustración de un dique rompeolas en formato 3D, el cual detalla cada sección de la estructura.

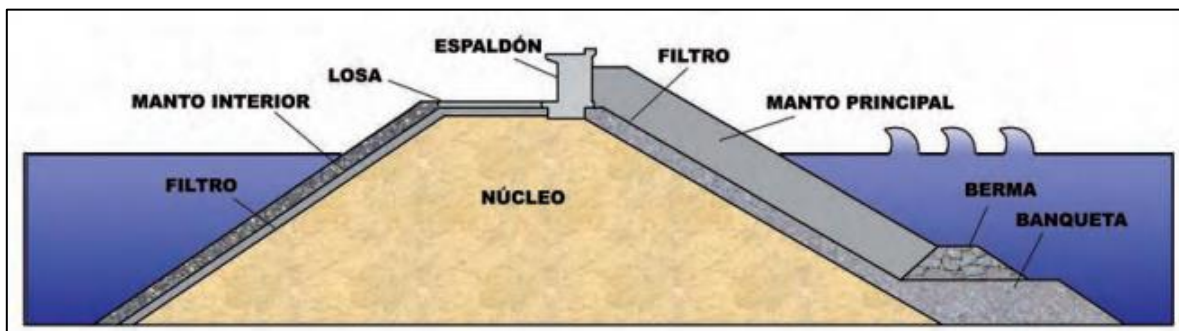


Figura 9.2: Sección tipo de un dique en talud.

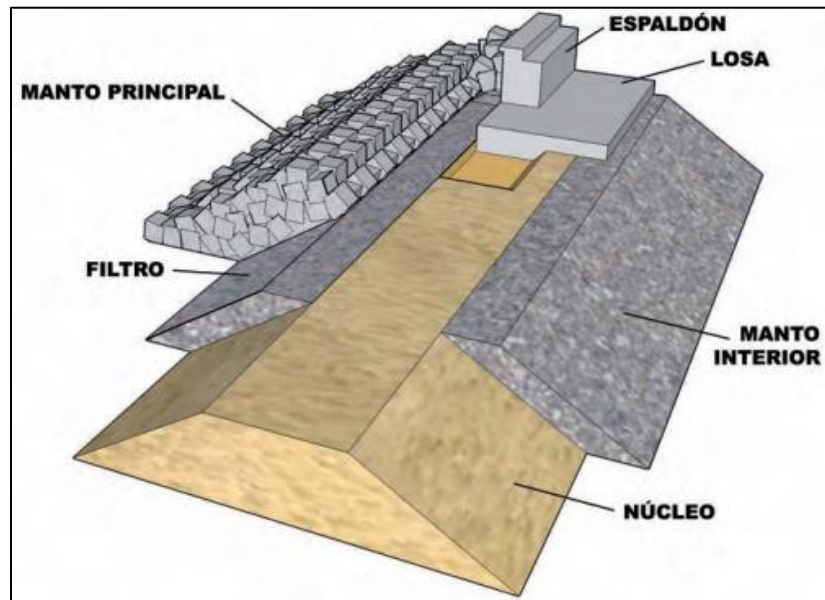


Figura 9.3: Sección tipo en 3D de un dique en talud.

A partir de los elementos mencionados anteriormente, se realiza un diseño preliminar donde se consideran algunas características técnicas en función de las secciones que se trabajarán a lo largo del estudio del diseño del dique rompeolas. Posteriormente, el diseño preliminar puede ser modificado mediante el desarrollo y resultados que tendrán los cálculos del diseño funcional y estructural del presente estudio.

Se ha considerado establecer para la zona de barlomar (donde incide directamente el oleaje en la obra) un talud de 2H:1V y para la zona de sotamar (sector abrigado de la obra) un talud de 1.5H:1V, este último corresponde al manto inferior de la obra donde se considera el diseño con material de escollera natural. Para el manto principal y el primer filtro o manto secundario se considerará su diseño con elementos o piezas de cubos de hormigón, dado que la estructura corresponde a una obra de volúmenes elevados, cabiendo mencionar que esto es definido a priori por la alta altura extremal de 475 años (altura de ola de diseño) obtenida a partir del análisis extremal. El manto principal estará formado por 2 capas, y para los mantos secundarios se ha considerado diseñar tres filtros, los dos primeros de 2 capas y el último filtro solo tendrá 1 capa. Para el segundo y tercer filtro el material estará compuesto por escollera (roca).

Por otra parte y por la misma razón expuesta anteriormente, se ha considerado diseñar una berma inferior de pie con elementos prefabricados de cubos de hormigón, sección que se ubicará sobre los filtros de escollera los cuales estarán a la profundidad de 20 [m]. Por su parte, el núcleo estará formado por material todo uno de cantera sobre el que se apoyan las capas del filtro, el espaldón y el talud de sotamar.

Además, se considera una banqueta de cimentación el cual servirá de apoyo para el espaldón, siendo esta banqueta trabajada mediante un enrase para recebar los huecos que tendrán los filtros, el núcleo y/o el manto superior, para así entregar un soporte

mejorando las condiciones del terreno. En el proceso constructivo de una obra con estas características, se considera siempre realizar un enrase de la superficie de la banquetta de cimentación, utilizando material granular, operación que se efectúa antes de comenzar con la colocación del espaldón. El enrase debe estar en buenas condiciones, ya que es frecuente que la acción del oleaje provoque alteraciones en la superficie de la banquetta. Un enrase inadecuado, por defecto de la construcción o acciones del oleaje o corrientes, puede provocar la rotura del cajón, la cual suele producirse con mayor probabilidad durante el proceso de llenado de las celdas. En la Figura 9.4, se presenta una ilustración de la colocación de los mantos y la banquetta de cimentación instalada previa a la colocación del espaldón.

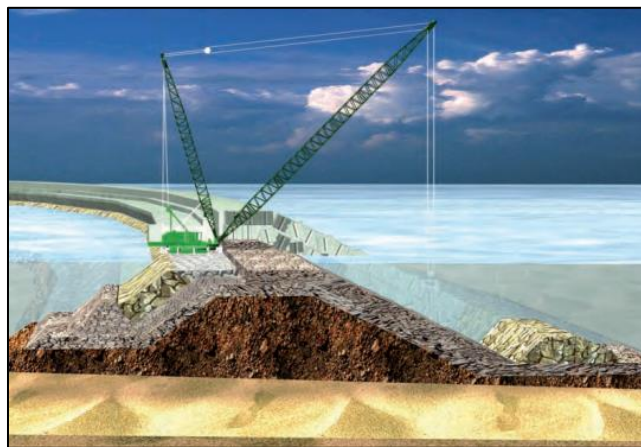


Figura 9.4: Ilustración del proceso constructivo de un dique en talud.

Por último, para la sección del espaldón, este considera su fabricación mediante material de hormigón armado, el cual estará formado por un cuadrado o cajón de igual medidas en sus lados y apoyado sobre la banquetta de cimentación.

A continuación, se presenta el diseño funcional y estructural de la sección del dique rompeolas para el nuevo puerto exterior de San Antonio, utilizando un método determinista de nivel I. Los cálculos se inician a través del diseño y estructura preliminar expuesta anteriormente. Cabe mencionar que todas las cotas estarán referidas al cero del puerto.

9.2 DISEÑO FUNCIONAL DE LA OBRA

El diseño funcional del dique exterior del nuevo puerto de San Antonio con tipología de rompeolas, se realiza mediante los criterios operacionales establecidos en el apartado del ítem 8, donde se indican las características generales de la obra según el documento ROM. El diseño funcional es realizado mediante el cálculo del caudal de rebase y run-up. Por su parte, los fallos se establecen si el caudal de rebase supera un caudal límite, y para el run-up en función si cuyo valor es mayor a la cota de coronación de la estructura. A continuación, se presentan las formulaciones extraídas del documento EurOtop para el diseño funcional de la obra.

9.2.1 DISEÑO POR CAUDAL DE REBASE

El valor de tasa de rebase admisible en función de los elementos y/o motivos de riesgo del sitio de interés corresponde a 0.01 [l/s·m] como límite de rebase, ya que la zona expuesta del dique se encuentra una pista de vehículos donde el manual indica "conducir a velocidad moderada o alta, rebase impulsivo que produce chorros a alta velocidad". Cabe mencionar que luego de la pista de vehículos, se encuentra la zona de acopio de material de descarga (contenedores).

Para el diseño de la cota de coronación de una tipología de estructura rompeolas, se ha utilizado una formulación extraída del manual EurOtop, expuesta mediante la siguiente expresión:

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.1035 * \exp \left[- \left(1.35 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_f * \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right]$$

Donde:

- q Tasa de rebase instantánea [m³/sm]
- g Aceleración de gravedad [m/s²]
- H_{m0} Altura de ola significativa a pie de obra [m]
- R_c Francobordo [m]
- γ_f Factor de reducción producto de la rugosidad de la pendiente de la estructura cubos γ_f = 0.47.
- γ_β Factor de reducción producto del ángulo de incidencia β de las olas.

Para el factor de reducción producto del ángulo de γ_β se determina a través de la expresión que se muestra a continuación, donde se tiene la influencia de la oblicuidad del oleaje incidente calculando para cada estado de mar.

$$\gamma_f = 1 - 0.0022|\beta| \quad \text{for: } 0^\circ \leq 80^\circ \text{ (short - crested waves)}$$

$$\gamma_\beta = 0.824 \quad \text{for: } |\beta| > 80^\circ$$

Respecto a la altura de ola H_{m0} y el periodo T_m se ajustan para 80° ≤ |β| ≤ 110°, según se indica en la siguiente expresión:

$$H_{m0} = H_{m0} * \frac{110 - |\beta|}{30}$$

$$T_{m-1.0} = T_{m-1.0} * \sqrt{\frac{100 - |\beta|}{30}}$$

9.2.2 DISEÑO POR RUN-UP

Para un diseño de tipología rompeolas, las formulaciones que se utilizan según el documento de EurOtop son las siguientes:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.75 * \gamma_b * \gamma_f * \gamma_\beta * \varepsilon_{m-1.0} \quad \text{si } \varepsilon_{m-1.0} > 1.8$$

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.07 * \gamma_{f\text{surging}} * \gamma_\beta * \left(4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b * \varepsilon_{m-1.0}}} \right) \quad \text{si } \varepsilon_{m-1.0} \leq 1.8$$

Donde:

H_{m0} Altura de ola significativa a pie de dique.

γ_b Factor de influencia de la berma ($\gamma_b = 1$).

Cabe mencionar que si $110^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ$, el valor de H_{m0} valdrá cero, por lo tanto el run-up asociado a cuyo escenario también valdrá cero.

Por su parte, como $\gamma_f = 0.47$, el parámetro de $\gamma_{f\text{surging}}$ es calculado mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_{f\text{surging}} = \gamma_f + \frac{(\varepsilon_{m-1.0} - 1.8) * (1 - \gamma_f)}{8.2}$$

9.2.3 RESULTADOS DISEÑO FUNCIONAL

A partir de los parámetros calculados mediante las formulaciones indicadas en el apartado anterior para el diseño funcional, se obtiene la cota de coronación necesaria que satisface dichas condiciones de funcionalidad del dique rompeolas. En la Figura 9.5 se presenta una gráfica que indica la condición de operatividad mínima según el documento ROM 1.0-09, donde se difiere que el parámetro más restrictivo y determinante es el de 3 horas de duración de parada máxima, estableciéndose una cota de coronación mínima para el manto superior de 16.50 [m] respecto a nivel medio del mar. Por otra parte, respecto a la cota de coronación del espaldón, se adopta el valor de 2.00 [m] sobre la cota de coronación obtenida mediante el cálculo funcional, es decir, sobre la berma superior. Cabe mencionar, que este criterio de buena práctica se indica en el documento de la ROM para el cálculo determinista de obras. Por último, los niveles de marea se encuentran referidas al cero del puerto.

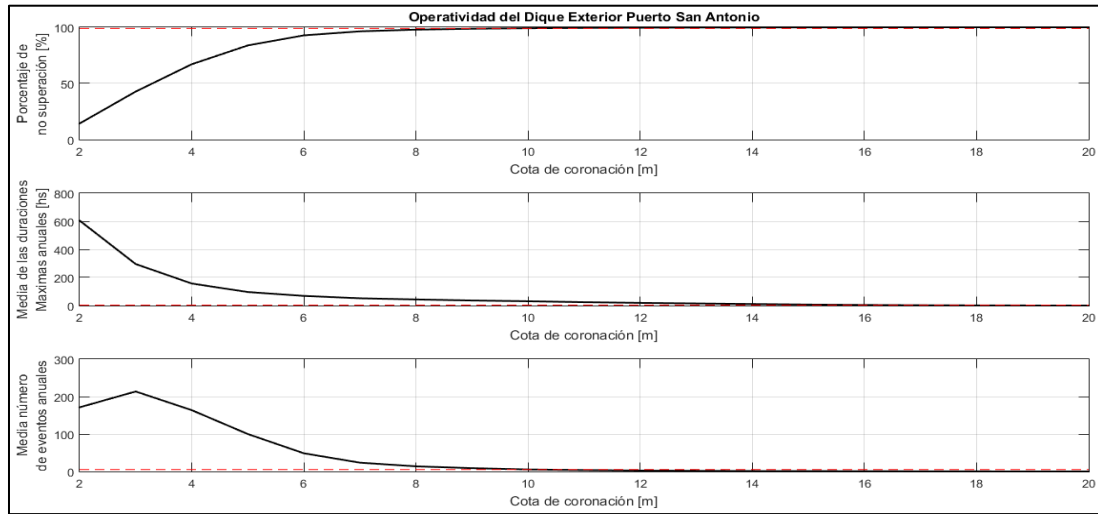


Figura 9.5: Cota de coronación a partir del diseño funcional del dique exterior puerto San Antonio.

A continuación, en la Figura 9.6 se presenta una aproximación y proyección de la Figura 9.5, en la cual se visualiza de mejor manera la cota de coronación para los tres criterios calculados.

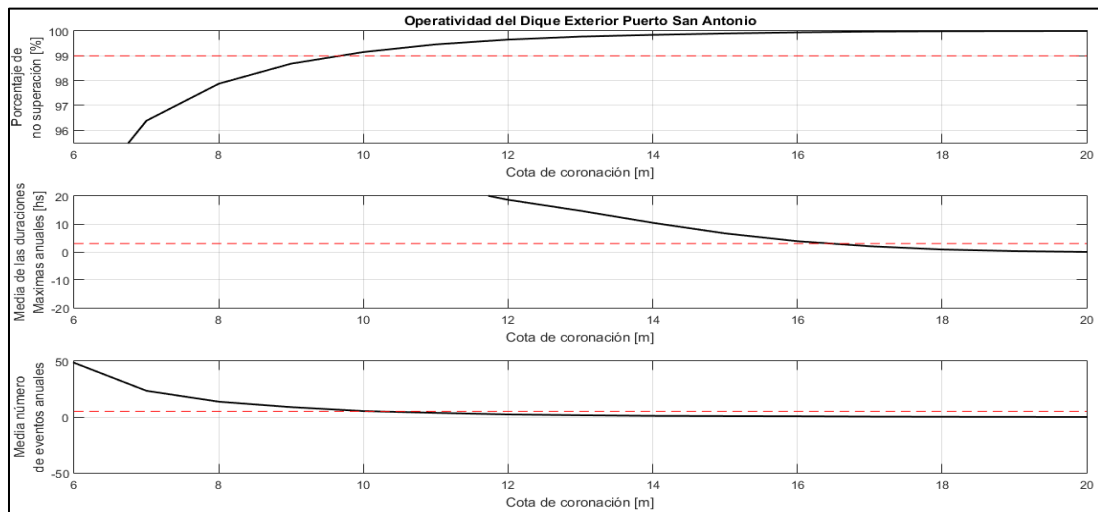


Figura 9.6: Aproximación de los valores de cota - Diseño Funcional.

En la Figura 9.7, se visualiza un esquema de la cota de coronación del manto principal del dique rompeolas y del espaldón, sujetas al valor del run-up máximo, siendo este el valor de diseño a considerar (las cotas se encuentran sobre el nivel de cálculo).

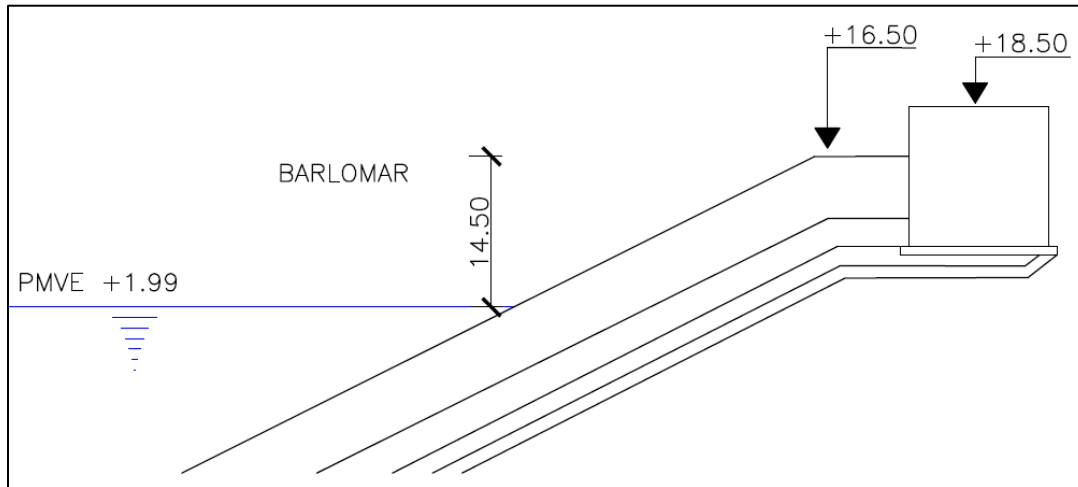


Figura 9.7: Cota de coronación del manto superior y del espaldón.

9.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para la construcción del diseño estructural utilizando el método de nivel I, se utilizan los parámetros obtenidos con el análisis del régimen extremal, siendo estos la altura significativa, el periodo de pico y la dirección del oleaje, además de la cota de coronación del dique en talud calculado mediante en diseño funcional de la obra.

Por otra parte, es relevante mencionar que se ha realizado una verificación del oleaje si rompe por fondo o peralte.

Para la comprobación de rotura por fondo según Goda (1974), se utiliza la siguiente expresión:

$$H_b = 0.17 * L_0 * \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 * \frac{\pi * h_b}{L_0} * \left(1 + 15 * \tan(\beta_s)^{\frac{4}{3}} \right) \right] \right\}$$

Donde:

- H_b Altura de oleaje en rotura.
- L_0 Longitud de onda en aguas profundas.
- m Pendiente de fondo.
- h_b Profundidad a pie de dique.

La profundidad a pie de dique corresponde a 20 [m] y el dique rompeolas se diseña con un talud 1/2. El valor de la altura de oleaje en rotura es de 17.63 [m], por lo tanto la ola no rompe por fondo. Por otra parte, para la verificación de la rotura del oleaje por peralte, el valor del parámetro está limitado por 1/7, el cual viene expresado por la relación H_{max}/L , siendo un valor de 0,094, concluyendo así que la ola no rompe por peralte.

9.3.1 BERMA INFERIOR DE PIE

Para el cálculo de la berma inferior o berma de pie se considera la formulación establecida por Gerding (1993), el cual recomienda que la berma debe tener una anchura horizontal mínima de 3 piezas. Por otra parte, se considera piezas de cubos de hormigón para el material de la berma inferior, estableciéndose una densidad de las piezas de 2300 [kg/m³]. La formulación para el cálculo del diámetro de las piezas (Dn50) se presenta a continuación:

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{n50}} = \left(0.24 * \frac{h_t}{D_{n50}} + 1.6 \right) * N_{od}^{0.15}$$

Donde:

- H_s Altura extremal a los 475 años
- Δ Relación de densidad de las piezas y la densidad del agua de mar menos 1.
- h_t Profundidad de la coronación de la berma, medida desde el nivel de cálculo.
- N_{od} Parámetro relativo de daño, aproximadamente igual a la mitad del parámetro de daño S.

La Tabla 9.1 presenta los valores de inicio de avería y avería de Iribarren según la cotangente de alfa determinada para la berma de pie; en otras palabras son los parámetros de avería según la base del talud. Para esta obra de dique en talud se establece una cotangente de alfa 2.00 ($\cot \alpha = 2$), además los cálculos fueron utilizando el criterio de inicio de avería, siendo los valores de 2.00 y 1.00, para S y Nod respectivamente. El inicio de avería es definido como el umbral a partir del cual se supera el rozamiento y la trabazón, y se suele considerar que se mueven 3 piezas de la capa exterior del manto principal a una nueva posición que se encuentra a una distancia superior a un diámetro de la inicial (Losada et al., 1986). Este criterio se suele realizar mediante ensayos, en que para los diferentes periodos se va incrementando el valor de la altura de ola hasta encontrar aquella que produce el inicio de movimiento de las piezas.

Tabla 9.1: Valores de inicio de avería y avería de Iribarren.

Cot α	Inicio de Avería		Avería de Iribarren	
	S	Nod	S	Nod
1.50	1.50	0.75	2.50	1.25
2.00	2.00	1.00	3.00	1.50
3.00	2.50	1.25	3.50	1.75

El valor de la profundidad de coronación de la berma se calcula utilizando la BMVE, estableciendo un valor de h_t de 15 [m]. Por otra parte, el peso de las piezas se realiza mediante el cálculo del diámetro (Dn50) elevado a 3 multiplicado por la densidad de bloques de hormigón ($D_{n50}^3 \cdot \text{Densidad hormigón}$). En resumen, los parámetros utilizados para el cálculo del diámetro y peso de las piezas de la berma inferior, se presentan en la Tabla 9.2, donde además se indica el resultado obtenido mediante la formulación de Gerding.

Tabla 9.2: Parámetros de la berma inferior o berma de pie.

H_s	9.61	[m]
Δ	1.24	-
h_t	15.00	[m]
Nod	1.00	-
D_{n50}	2.58	[m]
W_{50}	39.00	[Ton]

9.3.2 TALUD O MANTO SUPERIOR EXTERIOR

El manto principal está formado generalmente por escolleras o piezas prefabricadas de hormigón, dispuestas en varias capas de forma concertada o aleatoria en configuración del esta sección. Resiste la acción del oleaje fundamentalmente por dos razones, el peso unitario de los elementos que constituyen el manto, el engarce y la trabazón entre los elementos que lo integran. Las principales características que destacan al manto principal es que debe ser permeable y robusto, además de la estabilidad de un bloque del manto dependerá del propio bloque, de la relación con los demás bloques (fricción, grado de trabazón, índice de huecos, etc.) y rozamiento adecuado con las capas inferiores (mayores tamaños de filtro o conectores o aumentan la estabilidad del manto principal).

Para el cálculo de las piezas del talud exterior o manto principal del dique rompeolas se ha utilizado la formulación expuesta por Van Der Meer (1988b) para cubos, donde se han usado las expresiones expuestas de la Tabla VI-5-29 del documento Coastal Engineering Manual, en adelante CEM (2006). La ecuación para calcular el diámetro y el peso de las piezas de la berma del manto superior se visualiza a continuación:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{Nz^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot Sm^{-0.1}$$

Donde:

H_s	Altura extremal a los 475 años de periodo de retorno [m]
Δ	$(\rho_s/\rho_w) - 1$
ρ_s	Densidad del hormigón $\rightarrow 2300$ [kg/m ³]
ρ_w	Densidad del agua de mar [kg/m ³]
D_n	Diámetro de las piezas de cubo de hormigón [m]
Nod	Parámetro relativo al daño (número de unidades desplazadas fuera de la capa de armadura dentro de un ancho de la longitud de un cubo).
Nz	Número de olas.
Sm	Peralte de la ola $\rightarrow Sm = H_s/Lom$
Lom	Longitud de onda media determinada a través del periodo medio de la ola

Para el resultado del dimensionamiento de las piezas del manto superior del talud, se estableció un número de olas correspondiente a la altura extremal, además del periodo medio calculado mediante la multiplicación del periodo de pico por 1.1. El N_{od} es calculado mediante la expresión $N_{od} = (S - 0.4)/1.8$, siendo S el parámetro adimensional de daño que para inicio de avería es $S = 2$, estableciendo finalmente un $N_{od} = 0.88$.

Los valores de diámetro y peso de las piezas del manto superior, cálculos a partir de los parámetros mencionados anteriormente, corresponden a diámetro de $D_{n50} = 3.60$ [m], con un peso de $W = 107$ [ton].

Respecto al espesor del manto principal, este es multiplicado por las 2 capas entregando un valor de 7.20 [m]. La expresión que se utiliza para el cálculo del espesor del manto principal del dique se presenta a continuación:

$$a = \left(\left(\frac{W}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} \right) * 2$$

Donde:

W Peso de las piezas de cubo [ton].

ρ Densidad del hormigón [kg/m³].

9.3.3 TALUDES INTERIORES

Los mantos secundarios actúan como filtro entre el manto principal y el núcleo, para así asegurar el adecuado comportamiento estructural del dique, además de evitar deslizamientos entre los mantos. Para este proyecto en particular, se consideran tres mantos secundarios, siendo el primero de cubos de hormigón y los dos siguientes de escollera, con una densidad de 2300 y 2650 [kg/m³] respectivamente. Cabe mencionar, que generalmente estas capas están formadas en función de su peso por escollera o piezas prefabricadas de hormigón, siendo su peso reducido a partir del peso del manto, como una relación entre un décimo y un veinteavo del peso éste aproximadamente. Se destacan tres características principales, las cuales son el cimiento adecuado para el manto, que actué como filtro entre capas y por último que actué como protección del núcleo durante su construcción.

A continuación, se presentan las formulaciones y resultados de los pesos y espesores de los taludes interiores.

Los pesos de los mantos secundarios son calculados mediante las siguientes expresiones:

$$W_{\text{primer manto secundario}} = \frac{W_{\text{mantoprincipal}}}{10} = \frac{107}{10} = 11 \text{ [ton]}$$

$$W_{\text{segundo manto secundario}} = \frac{W_{\text{mantoprincipal}}}{10 - 15} = \frac{11}{15} = 733 \text{ [kg]}$$

Por su parte, los espesores de cada talud interior se presentan en los siguientes cálculos:

$$a_{\text{primer manto secundario}} = \left(\left(\frac{W}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} \right) * 2 = \left(\left(\frac{11}{2300} \right)^{\frac{1}{3}} \right) * 2 = 3.37 \text{ [m]}$$

$$a_{\text{segundo manto secundario}} = \left(\left(\frac{W}{\rho} \right)^{\frac{1}{3}} \right) * 2 = \left(\left(\frac{733}{2650} \right)^{\frac{1}{3}} \right) * 2 = 1.30 \text{ [m]}$$

Respecto al segundo manto secundario (2 capas), se considera la colocación de una escollera de 700 – 1500 [kg] y el tercer manto secundario (1 capa) de escollera de 100 – 350 [kg], con un espesor de 1.00 [m].

9.3.4 NÚCLEO DEL DIQUE ROMPEOLAS

El núcleo es la parte central del dique que soporta los mantos interiores o secundarios de escollera y el manto principal que para este caso se encuentra formado por cubos de hormigón. Esta sección del dique rompeolas tiene que tolerar deformaciones y su permeabilidad debe ser compatible con las condiciones hidrodinámicas contempladas del proyecto.

La sección de núcleo se encuentra formada por material todo uno de cantera sin finos, siendo este material altamente abundante por lo general en las zonas de canteras, con pesos superiores a 1 [kg]. En la Tabla 9.3 se presentan valores en intervalos típicos de explotación en canteras para la construcción de diques. Las principales características son el buen cimiento para capas intermedias y espaldón, cierto grado de impermeabilidad para evitar la transmisión del oleaje a través del dique, buena plataforma de trabajo y por ultimo un gran volumen de material a un bajo coste.

Tabla 9.3: Intervalos de peso en la explotación de canteras.

Intervalos de peso [kg]
100 – 400
400 – 1500
1500 – 4000
4000 – 7000

En la Figura 9.4 se presenta una sección transversal de un dique en talud considerado para el proyecto, presentando los valores calculados previamente de la cota de coronación del espaldón y el manto superior, el espesor de los mantos, y por último los pesos y diámetros de las piezas para el manto superior, mantos secundarios, berma de pie y núcleo. Cabe

mencionar que tanto para el manto principal, el primer filtro y la berma inferior se ha diseñado con cubos de hormigón. El segundo y tercer filtro con escollera, y por último el núcleo con material todo uno de cantera.

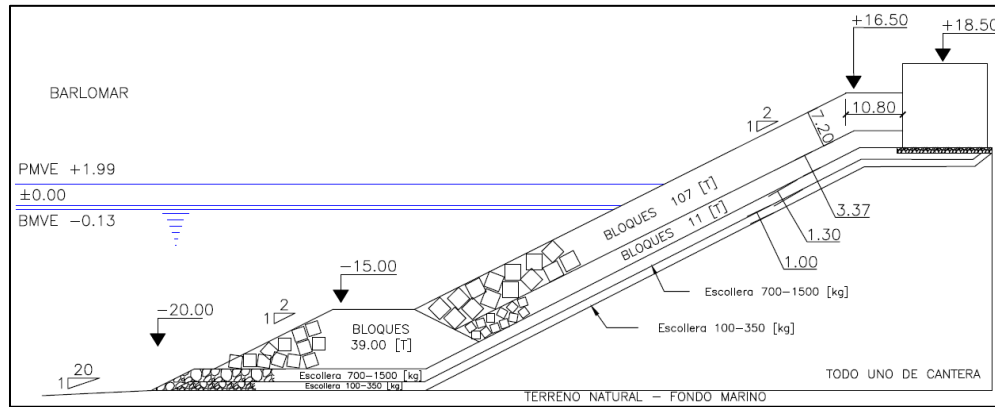


Figura 9.8: Esquema de las secciones del manto principal, mantos secundarios, berma de pie, núcleo en función de los pesos, diámetros y cotas referidas al cero del puerto.

9.3.5 CÁLCULO DEL ESPALDÓN

Para el cálculo del espaldón se utilizaron las formulaciones expuestas por Pedersen (1996), de la tesis "Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters" (1996) y corroboradas por el documento CEM. Por otra parte, respecto a la geometría propuesta de la superestructura, se establece un diseño que cumpla con los criterios de seguridad al vuelco y deslizamiento mínimos de 1.4. La solución de estas ecuaciones presenta el resultado de las dimensiones del espaldón, la fuerza horizontal, el momento de giro y la subpresión o fuerza vertical. A continuación se presentan las formulaciones de Pedersen; además en la Figura 9.9 se muestra una ilustración de las fuerzas actuantes sobre el espaldón.

$$F_{h,0.1\%} = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{Lom}{B}} \cdot \left(1.6 \cdot p_m \cdot y_{eff} + A \cdot \frac{p_m}{2} \cdot h' \right)$$

$$M_{0.1\%} = a \cdot F_{h,0.1\%} = 0.55(h' + y_{eff}) \cdot F_{h,0.1\%}$$

$$P_{b,0.1\%} = 1.00 \cdot A \cdot p_m$$

$$M_{pb,0.1\%} = P_{b,0.1\%} \cdot L \left(\frac{2}{3} \right)$$

Donde:

$F_{h,0.1\%}$ Fuerza horizontal del oleaje sobre el espaldón, con una probabilidad de excedencia del 0.1%.

$M_{0,0.1\%}$	Momento de la fuerza horizontal del oleaje sobre el espaldón, con una probabilidad de excedencia del 0.1%.
$P_{b,0.1\%}$	Subpresiones provocadas por el oleaje, con una probabilidad de excedencia del 0.1%.
$M_{pb,0.1\%}$	Momento de las subpresiones, con una probabilidad de excedencia del 0.1%.
Lom	Longitud de onda media utilizando el periodo medio de la ola.
B	Ancho de la Berma frente al espaldón ($B = 3 * D_{n50manto}$).
p_m	Coefficiente de la subpresión ($p_m = \rho_w * g * (R_{u,0.1\%} - A_c)$).
$R_{u,0.1\%}$	Run-up de ola correspondiente al 0.1% de probabilidad de excedencia:

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 \cdot H_s \cdot \varepsilon_m & \varepsilon_m \leq 1.5 \\ 1.34 \cdot H_s \cdot \varepsilon_m^{0.55} & \varepsilon_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\varepsilon_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / Lom}$$

Donde:

α	Ángulo de la pendiente de la capa de armadura.
A_c	Distancia vertical entre MWL (nivel medio) y la cota de coronación del manto principal.
A	$A = \min\{A_2/A_1, 1\}$, donde A_1 y A_2 son áreas de la Figura 12.1.
y_{eff}	Definido por: $y_{eff} = \min\{y/2, fc\}$

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - A_c}{\sin \alpha} \cdot \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases}$$

h' :	Altura del espaldón protegido por la capa del manto principal.
fc :	Altura del espaldón por encima de la capa del manto principal.

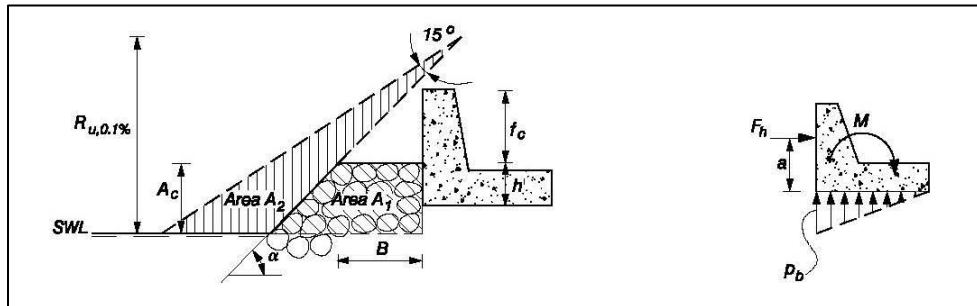


Figura 9.9: Ilustración de las fuerzas actuantes sobre el espaldón, expuestas por Pedersen (1996).

Respecto a los coeficientes de deslizamiento y vuelco, las formulaciones utilizadas son las siguientes:

$$CSD = \mu * \frac{W - P_{b,0.1\%}}{F_{h,0.1\%}} \geq 1.4$$

$$CSV = \frac{M_w}{M_{0.1\%} + M_{pb,0.1\%}} \geq 1.4$$

Donde:

μ Coeficiente de fricción ($\mu = 0.6$).

Los valores calculados por las formulaciones antes descritas se presentan en la Tabla 9.4. Las principales variables geométricas que caracterizan la sección son el francobordo (Fc), la cota de coronación de la berma (Ac), la profundidad a pie de dique (h), la anchura del espaldón (B), la pendiente del fondo (β), la anchura superior de la berma (Bc) y la inclinación de los taludes del dique (α). Es relevante destacar, que existe la relación con la inclinación de los taludes del dique, distinguiendo el talud a barlomar (αb) del de sotamar (αs), siendo este valor de gran influencia en la forma de romper del oleaje sobre la estructura, haciendo que esta sea más o menos disipativa o reflejante.

Tabla 9.4: Resultados finales de los parámetros calculados para el espaldón.

Parámetros calculados	Valor	Unidad
Cota de coronación del espaldón	18.50	m
Ancho de la berma frente al espaldón	10.79	m
Base del espaldón	8.00	m
Ac	14.50	m
fc	1.55	m
h'	7.55	m
Run-up 0.1%	23.20	m
CSD	1.4560	-
CSV	13.2737	-

En la Figura 9.10, se presenta un esquema de la geometría calculada respecto a las formulaciones expuestas anteriormente. En la imagen se presentan las cotas relevantes al diseño del espaldón y el dimensionamiento cuadrado que posee dicha sección.

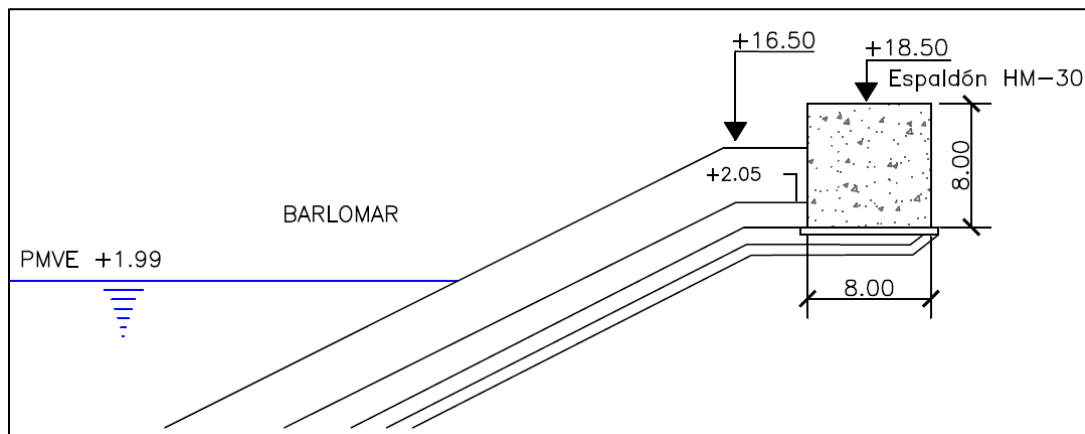


Figura 9.10: Esquema de la geometría del espaldón diseñada con las formulaciones de Pedersen.

9.4 DESVENTAJAS DEL MÉTODO DETERMINISTA DE NIVEL I

Mediante los cálculos realizados y resultados obtenidos, se puede diferir que un método determinista de nivel I no posee una alta complejidad en el procedimiento y metodología, dejando incógnitas del uso de variables y parámetros relevantes para obras de gran tamaño como lo son las obras marítimas, en este caso un dique rompeolas para un puerto de gran escala. Según expone Fernández (2016) las limitantes que posee este tipo de técnica de diseño se presentan en el siguiente listado:

1. El sistema completo es considerado como un conjunto de elementos independientes entre sí. De una perspectiva implícita se asume que el fallo del conjunto de la obra se produce cuando tiene lugar el fallo de cualquiera de sus elementos. En otras palabras, se asume que los elementos del sistema se relacionan con la obra mediante una relación en serie.
2. No permite determinar la fiabilidad del diseño y por tanto tampoco optimizarlo.
3. Proporciona el mismo diseño independientemente de la dimensión de la obra. Sin embargo, a mayor dimensión, la probabilidad de fallo será mayor.
4. No es posible comparar la resistencia de elementos diferentes de la obra, como por ejemplo en el caso de una playa artificial, la resistencia de diques, espaldones dunas o playas.
5. Es incompatible con políticas de seguridad asociadas a otros campos, como puede ser la seguridad de personas, del transporte, de procesos industriales, de reservas naturales, entre otros.
6. No se establecen variaciones o incertidumbres reales de los materiales y en las formulaciones, cuya información es de alta relevancia para la variabilidad que posee este tipo de obras en su proceso constructivo.

9.5 DISEÑO DEL DIQUE EN TALUD CON MÉTODO NIVEL I

El diseño del dique rompeolas calculado a través del método determinista de nivel I se presenta en la Figura 9.11 en un perfil transversal donde se indican los parámetros calculados. Se difiere que el manto principal de la obra posee 2 capas de bloques cúbicos de hormigón, con un diámetro de las piezas de 3.60 [m] y un peso de 107 [t]. Por otra parte, la obra se ha diseñado con tres filtros, siendo el primero de 2 capas elaborado con cubos de hormigón con un peso de 11 [t]. El segundo (2 capas) y tercer filtro (1 capa) fueron diseñados con escollera con pesos entre 700-1500 [kg] y 100-350 [kg], respectivamente. Además, la obra consta de una berma inferior la cual entrega un soporte al manto principal, el cual se encuentra a una cota de -15.00 [m] de profundidad. La estructura con la que se ha diseñado el manto superior y la berma de pie corresponde a un talud de 2H:1V, encontrándose esta zona de la obra en el sector barlomar (donde incide directamente el

oleaje). Por su parte, la zona posterior, denominada sotamar (sector abrigado de la obra) posee un talud de 1.5H:1V. Por último, el núcleo tiene está compuesto de todo uno de cantera, considerando los intervalos de peso de la Tabla 9.3.

Respecto a la cota de coronación del manto superior, esta corresponde a +16.50 y la cota del espaldón es de +18.50, es decir 2 [m] sobre la berma superior como criterio de buena práctica que recoge la ROM. Para este diseño en particular, se ha considerado un espaldón cuadrado de dimensiones de 8.00 [m] de largo por 8.00 [m] de ancho.

La Figura 9.12 presenta una aproximación de la Figura 9.11, en la cual se indican las dimensiones del manto superior y de los tres mantos secundarios, además de los pesos correspondientes de los bloques de hormigón y de la escollera. Por último, también se destacan las especificaciones técnicas generales del espaldón, en función de su geometría y material de construcción considerado. Cabe mencionar, que el espaldón se ha diseñado considerando un material de hormigón armado HM-30.

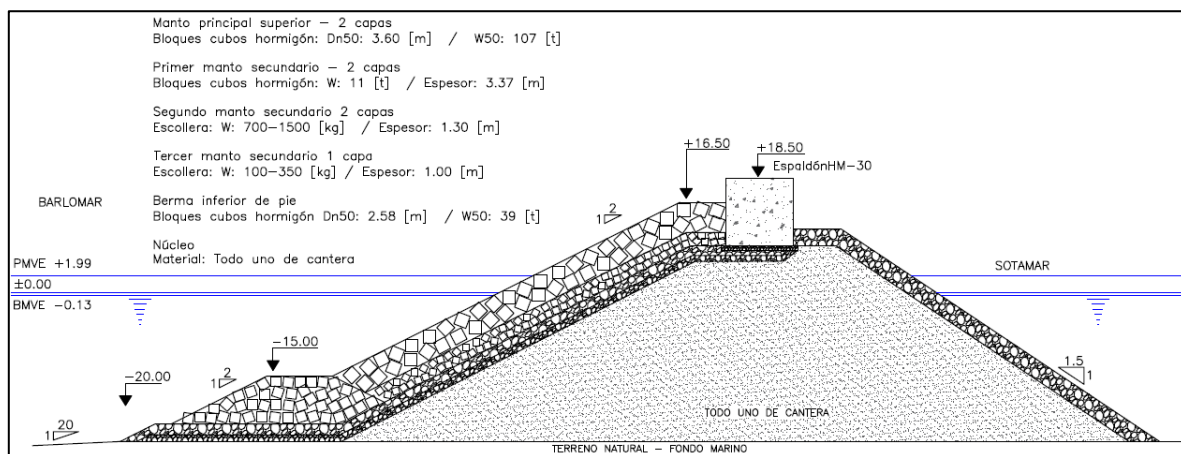


Figura 9.11: Diseño del dique rompeolas utilizando el método de nivel I.

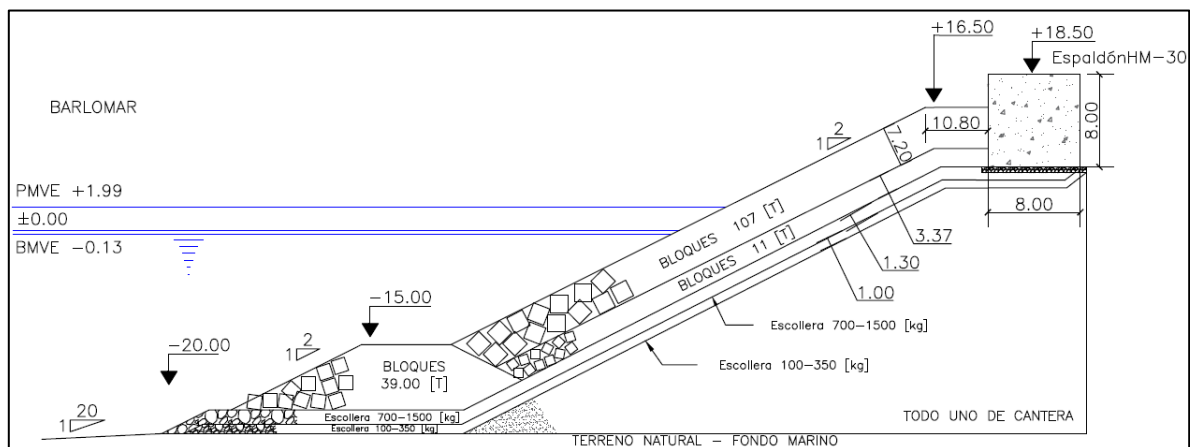


Figura 9.12: Dimensiones y cotas del diseño del dique rompeolas mediante el método de nivel I.

9.6 RESUMEN DE CÁLCULOS DEL MÉTODO DE NIVEL I

A continuación, en la Tabla 9.5 se presenta una recopilación de todos los parámetros relevantes calculados anteriormente. Los valores que se visualizan en dicha tabla serán utilizados para diseñar la sección del dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, tomando en cuenta los valores de cotas de marea, la profundidad de a pie de dique, las cotas de taludes y la cota de coronación del espaldón, además del dimensionamiento de la geometría. Cabe mencionar que para la creación del plano se ha considerado incorporar los pesos y diámetros de las piezas, tanto para la berma de pie, como para el manto superior y taludes interiores.

Tabla 9.5: Parámetros para el tramo exterior del dique rompeolas de San Antonio.

Datos Geométricos		Datos del manto principal		
Longitud del tramo correspondiente a la sección tipo [m]	300	Tipo de pieza		Cubos
Profundidad máxima del fondo marino respecto a la BMVE [m]	20	Peso [t]		107
Profundidad mínimo del fondo marino respecto a la BMVE [m]	0	Dimensiones lxbxh [m]		3.60x3.60x3.60
Datos Geotécnicos		Peso específico [kg/m3]		2300
Naturaleza del fondo marino	-	Talud		2H/1V
Criterios de Diseño		N° de capas		2
Vida útil [años]	50	Cota superior del manto [m]		16.50
Periodo de retorno T [años]	475	Anchura en coronación del manto [m]		10.80
Criterios de avería	Inicio de averías	Datos de la berma de apoyo del manto principal		
Altura de ola significativa H1/3 [m]	2.37	Tipos de las pieza		Cubos
Periodo de pico Tp [s]	16.41	Peso [t] y diámetro [m]		39 – 2.58
Incidencia de oleaje [°]	295	Talud		2H/1V
Altura de ola de diseño Hd [m]	9.61	Cota de coronación [m]		15.00
Métodos de Verificación de la sección		Datos del espaldón		
Fórmulas matemáticas	X	Cota del espaldón [m]		18.50
Modelos numéricos	-	Base del espaldón [m]		8.00
Ensayos en modelo físico	-	Ancho del espaldón [m]		8.00
Mantos Secundarios (filtros)				
Número de mantos	N° capas	Tipo de piezas		Peso
Primer manto secundario	2	Cubos de hormigón		11 [t]
Segundo manto secundario	2	Escollera (roca)		700 – 1500 [kg]
Tercer manto secundario	1	Escollera (roca)		100 – 350 [kg]
Núcleo	Intervalos de peso [kg]			
Pesos del núcleo	100-400	400-1500	1500-4000	4000-7000

10 SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS

Para el desarrollo del método probabilista de nivel III, de la estructura de dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, previamente se debe realizar la construcción de un modelo de simulación de variables climáticas, siendo este el motor de entrada para luego continuar con los cálculos en función de los parámetros establecidos. Para llevar a cabo este simulador, se debe considerar el análisis de clima medio y extremal realizado en los apartados anteriores, en el cual se identifican dos familias direccionales a pie de obra.

La variable fundamental para desarrollar el simulador es la altura significativa, donde todas las variables climáticas de las series temporales se encuentran condicionadas a H_s . A continuación, se presenta un listado de las variables climáticas necesarias para desarrollar posteriormente el método de nivel III de estructura.

- | | |
|------------------|------------------------------|
| 1. H_s [m] | Altura de ola significativa. |
| 2. T_p [s] | Periodo de pico. |
| 3. T_m [s] | Periodo medio. |
| 4. Per | Peralte de la ola. |
| 5. Dir [°] | Dirección del oleaje. |
| 6. MM [m] | Marea meteorológica. |
| 7. MA [m] | Marea astronómica. |
| 8. Dur [Horas] | Duración de temporales. |

10.1 DIAGRAMA DE TRABAJO DEL SIMULADOR

El diagrama de flujo que se muestra en la Figura 10.1, representa los pasos a seguir para realizar una simulación correcta de las variables climáticas utilizando la técnica de Montecarlo.

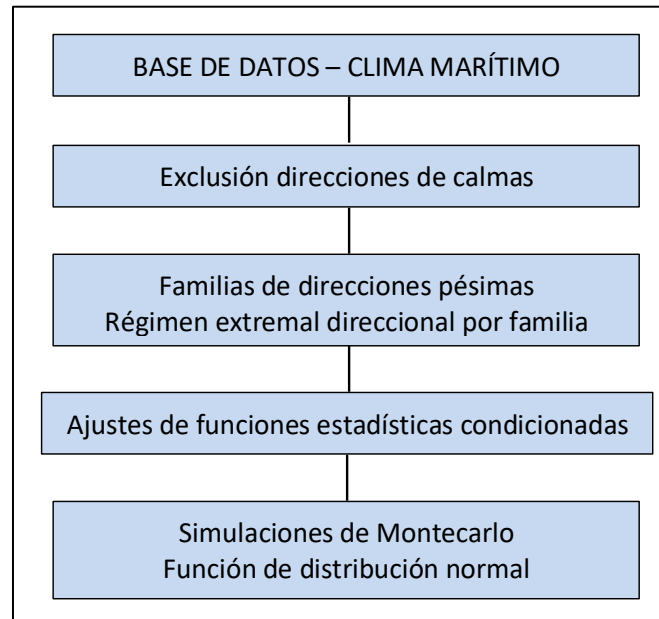
Para dar inicio a los cálculos, se considera realizar una exclusión de direcciones calmas de la base de datos histórica que inciden o no en la obra, estableciendo un rango de intervalos de direcciones relevantes para la estructura. Para la determinación de las familias de direcciones de oleaje pésimas, se considera aplicar el criterio de efecto de oblicuidad, mostrándose gráficamente las direcciones a considerar para cada Familia, siendo para esta estructura dos familias de oleaje direccionales.

Posteriormente, se realizan ajustes de funciones estadísticas condicionadas para las variables climáticas a utilizar en el análisis de ambas familias direccionales. Esto se realiza mediante la caracterización de las variables y su estadística de regresión, donde se procede a realizar la simulación.

La simulación se realiza mediante un número determinado de vías útiles (N), las cuales consta cada una de un número de años de vida útil (A) y para cada uno de estos años de vida útil existe M temporales, por lo tanto el número total de simulaciones será de $N \times A \times M$.

Cabe mencionar, que para cada temporal se calcula aleatoriamente cada una de las variables climáticas anteriormente definidas.

Finalmente se realizan las simulaciones utilizando la técnica de Montecarlo para un número total de vidas útiles, donde se generan valores aleatorios probabilísticos de cada una de las variables climáticas de estudio.



*Figura 10.1: Diagrama de flujo para la simulación de Montecarlo.
Fuente: Javier Lara López, Universidad de Cantabria e Instituto de Hidráulica.*

10.2 MODELO MATEMÁTICO PARA LAS VARIABLES CLIMÁTICAS

Para la construcción del modelo de variables climáticas, primero se deben definir los temporales en función de las familias direccionales vistas en el análisis extremal del presente informe. La primera familia direccional de oleaje se encuentra entre los 260° y 310° y la segunda familia está entre 320° y 350° . A partir de la Figura 10.2 se difiere la información de los intervalos direccionales utilizando el método POT, con un umbral de excedencia de 3.50 [m]. El total de temporales localizados es de 213 temporales, logrando identificar aproximadamente para la serie temporal de datos común de 29 años, 7 temporales al año. Cabe mencionar, que se ha considerado una independencia de 3 días entre temporales sucesivos.

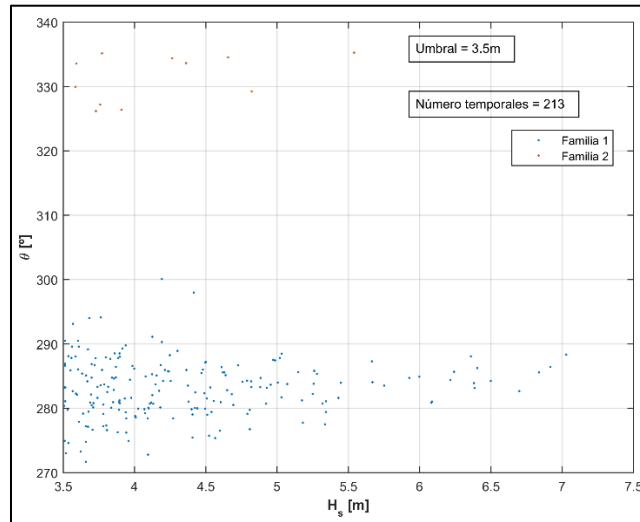


Figura 10.2: Familias direccionales de oleaje identificadas a partir del análisis POT.

La distribución que se considera para la variable climática H_s en el régimen extremal es Pareto-Poisson. Esta distribución relaciona H_s con una probabilidad de ocurrencia en base a los parámetros "u" (umbral de excedencia $\rightarrow 3.50$ [m], determinado en el análisis extremal del proyecto), λ , σ , ε , donde estos últimos 3 parámetros se ajustan utilizando los valores de H_s del régimen extremal de las familias direccionales de oleaje localizadas. Para el ajuste de Pareto-Poisson se han calculado bandas de confianza del 95% (superior e inferior), considerando una distribución normal.

A continuación, se presenta la expresión de función de distribución de Pareto-Poisson utilizada en los cálculos, además de la Figura 10.3 para el cálculo del valor de "y" que se encuentra entre las bandas de confianza del 95%.

$$F = \exp \left(-\lambda \left(1 + \varepsilon \left(\frac{H_s - u}{\sigma} \right) \right)^{-1/\varepsilon} \right)$$

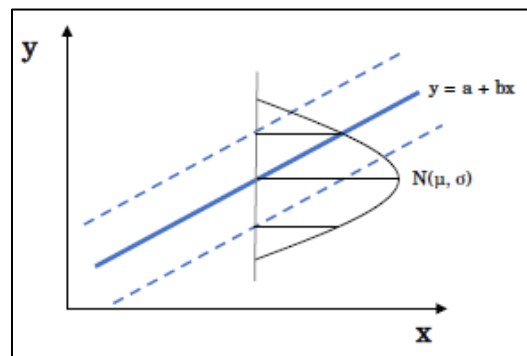


Figura 10.3: Cálculo del valor de Y que se encuentra en las bandas de confianza del 95%.

Posterior al análisis planteado anteriormente, se confeccionan los cálculos para el resto de variables climáticas (condicionadas por H_s), realizando una regresión lineal entre H_s y todas

las variables, donde además nuevamente se calculan las bandas de confianza superior e inferior del 95%. Cabe mencionar, que el ajuste realizado para este proceso es del tipo $y = a + b * x$.

Por otra parte, para la variable climática del periodo de pico se ha realizado un cálculo de manera indirecta a través del peralte de la ola, cuyo objetivo principal es que los periodos encontrados sean congruentes con el oleaje. Para el cálculo de la variable climática adimensional se utiliza la longitud de onda, la cual es calculada mediante la ecuación de dispersión en función del periodo de pico, la profundidad media a pie de obra (20 [m]). Cuando es calculado el valor del peralte mediante la regresión lineal y las bandas de confianzas del 95%, se obtiene finalmente el valor del periodo de pico utilizando nuevamente la ecuación de dispersión. A continuación, se presentan las expresiones del peralte de la ola y el periodo de pico a través de la ecuación de dispersión.

$$\text{Peralte de la ola} = \frac{H_s}{L}$$

Donde:

H_s Altura significativa de la ola [m].

L Longitud de la ola [m]

$$T_p = \sqrt{\frac{2 * \pi * L}{g * \tanh\left(\frac{2 * \pi * h}{L}\right)}}$$

Donde:

T_p Periodo de pico [s].

L Longitud de la ola [m].

g Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

h Profundidad media a pie de dique (20 [m]).

Por último, se han limitado los valores del periodo de pico a 22 [s], ya que al encontrarse situados en costas del pacífico de Chile, es posible tener periodos mayores a 20 [s], pero para restringir el proceso de cálculo se considera utilizar como máximo el valor de 20 [s]. Además, cabe mencionar que para los periodos medios se ha utilizado la relación $T_m = T_p/1.1$.

10.3 SIMULACIONES

Para la simulación de las variables climáticas se ha considerado realizar una simulación correspondiente a 1000 vidas útiles, con una duración de 50 años por cada vida útil, además de los 7 temporales aproximadamente por cada año de la serie temporal de

oleaje (29 años). Multiplicando estos 3 parámetros (NxAxM), se obtiene una simulación de 350.000 datos aleatorios mediante la técnica de Montecarlo.

Para la confección de la simulación se han considerado bucles anidados para las vidas útiles, años de vida útil y temporales. Posterior a ello, el cálculo de la altura de ola significativa de probabilidad simulada, es realizada a través de la función de Pareto-Poisson, donde son introducidos los parámetros obtenidos por la herramienta, método y función POT (Sigma, Lambda, Xi y Umbral). Luego, se realiza una interpolación de la probabilidad de ajuste de Pareto, con la banda de confianza superior y la altura de ola obtenida anteriormente de forma aleatoria por la función de Pareto-Poisson, para luego realizar una resta de la interpolación calculada con la altura de ola simulada del ajuste central, resultado que se divide por 1.96, siendo este un múltiplo de la desviación típica que determina la anchura del intervalo, siendo este un valor útil para determinar intervalos de confianza de los niveles especificados basados en una curva normalmente distribuida. Finalmente, realizando una probabilidad aleatoria, se obtiene las 350.000 altura significantes simuladas, aplicando una función de distribución acumulativa normal inversa, utilizando la media (μ) y la desviación estándar (σ). Cabe resaltar, que los parámetros en sigma deben ser positivos y los valores aleatorios se encuentran entre el intervalo 0 y 1.

Para el cálculo de simulación de las variables climáticas de dirección, duración de temporales, peralte, periodo de pico, periodo medio, marea astronómica y marea meteorológica, se considera una función de distribución normal, la cual realiza una interpolación entre la banda superior y la altura significativa simulada aleatoriamente. Luego, se realiza un cálculo de la resta de la interpolación mediante la expresión $y = a + b * x$, para finalmente realizar el mismo proceso expuesto para la altura significativa simulada, es decir aplicando la función de distribución acumulativa normal inversa, pero considerando para simular las variables climáticas restantes.

Por último, cabe mencionar que para la variable climática de la marea astronómica se ha utilizado una distribución normal con probabilidad aleatoria, media y desviación típica (μ , σ) del análisis de los datos de este parámetro.

10.4 RESULTADOS SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS

Según los análisis previos para la confección del modelo matemático simulador de variables climáticas, se ha determinado 2 familias direccionales (ver Tabla 10.1), las cuales poseen intervalos entre 260°-310° para la familia 1 y 320°-350° para la familia 2, con un porcentaje de 94.84 y 5.16%, respectivamente.

Tabla 10.1: Datos de los sectores direccionales de cada familia y sus porcentajes.

Datos Familias	Sector direccional	Porcentajes
Familia 1	260° – 310°	94.84
Familia 2	320° – 350°	5.16

A continuación, se presentan los resultados de los ajustes de las variables climáticas analizadas.

10.4.1 AJUSTES DE VARIABLES CLIMÁTICAS

10.4.1.1 VARIABLE CLIMÁTICA DE ALTURA SIGNIFICANTE

La primera variable climática a considerar es la altura significativa, ya que como se ha mencionado en los apartados anteriores, es la variable más relevante para realizar los ajustes con las demás variables. El parámetro H_s se ha ajustado a una distribución de Pareto-Poisson, cuyos resultados del ajuste se presentan en la Tabla 10.2. Cabe mencionar, que la suma del parámetro λ de la familia 1 y 2 es el total de temporales considerado, siendo este aproximadamente 7 temporales.

Tabla 10.2: Parámetros de ajuste de H_s utilizando Pareto-Poisson.

Parámetros de Ajuste – H_s	λ	σ	ϵ
Familia 1	6.6997	0.9634	-0.1181
Familia 2	0.3333	0.8100	-0.1938

Los resultados que se presentan en las gráficas de las Figuras 10.4 y 10.5 corresponden a las probabilidades de ocurrencia de los temporales para la familia 1 y 2, además del ajuste realizado en ambas. Se difiere que para la familia 1 (Figura 10.4) se obtiene un mejor ajuste que para la familia 2 (Figura 10.5) ya que la dispersión de los temporales es mucho menor para las probabilidades altas y bajas, en cambio en la familia 2 se tiene una alta dispersión para probabilidades bajas y medias, debido a que el ajuste realizado para esta familia contiene menos temporales que la familia 1. Cabe mencionar, que la familia 1 alcanza un H_s de 11.90 [m] en las probabilidades altas, en cambio para la familia 2 se logra alcanzar un H_s de 7.50 [m].

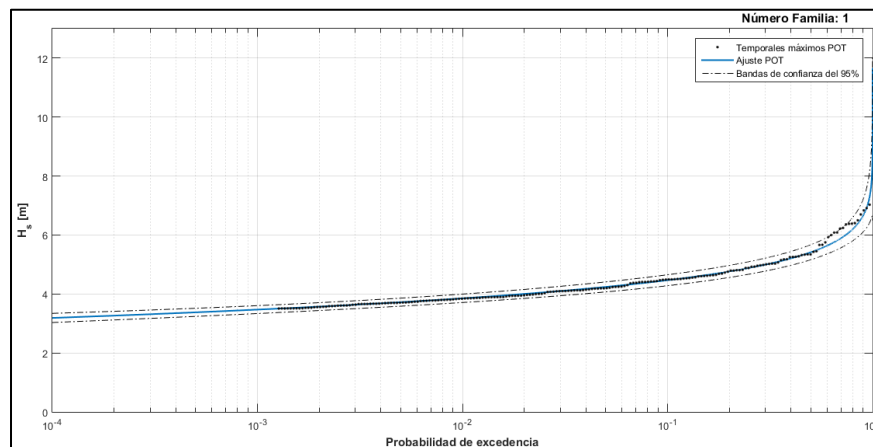


Figura 10.4: Ajuste de la variable climática H_s de la Familia 1 con distribución de Pareto-Poisson.

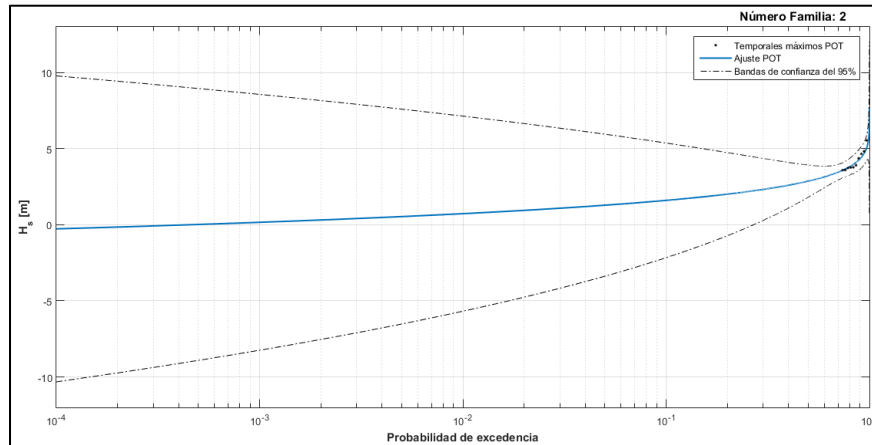


Figura 10.5: Ajuste de la variable climática H_s de la Familia 2 con distribución de Pareto-Poisson.

10.4.1.2 VARIABLE CLIMÁTICA DE DIRECCIÓN DEL OLEAJE

La variable climática de dirección de oleaje es relacionada con la variable de altura significativa, donde se ha realizado una regresión lineal de los datos para la familia 1 y la familia 2. En la Tabla 10.3 se presentan los parámetros obtenidos del ajuste de la regresión de lineal entre ambas variables climáticas. Se difiere a través del parámetro “b” que para la familia 2 se obtiene una mayor pendiente que la familia 1, cuya información se ha comprobado a través de la Figura 10.6.

Tabla 10.3: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – dirección de oleaje.

Parámetros de ajuste H_s - Dirección	a	b
Familia 1	281.0298	0.4787
Familia 2	321.0534	2.4776

En la Figura 10.6 se presentan las gráficas de resultados del ajuste lineal realizado para la dirección del oleaje con la altura significativa. Se observa que tanto para el parámetro a como b de la Tabla 10.3, tienen concordancia con las gráficas, ya que se observa la pendiente mencionada anteriormente, además del ajuste central obtenido. Por otra parte, para la familia 1 se visualizan algunos outliers que superan la banda superior del 95%. Por último, cabe mencionar que la baja cantidad de puntos que se observan en la familia 2 es debido a la poca cantidad de temporales observados en aquel rango direccional, existiendo una mayor incertidumbre en los datos; esto comportamiento se tiene para todas las variables climáticas restantes en los análisis realizados.

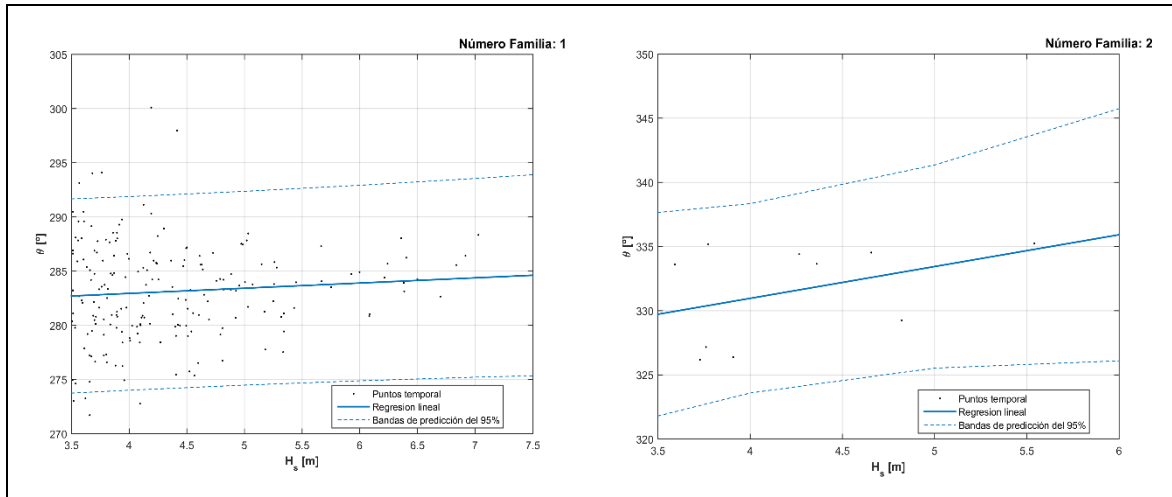


Figura 10.6: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de H_s – Dirección.

10.4.1.3 VARIABLE CLIMÁTICA DE DURACIÓN DEL TEMPORALES

La variable de duración de los temporales ha sido calculada mediante el análisis extremal previamente realizado, donde se obtuvieron los parámetros a y b (Tabla 10.4) a través de la regresión lineal para la familia 1 y la familia 2. Se difiere en la Tabla 10.4 los parámetros de ajuste, observándose que para ambas familias existe una pendiente positiva en los datos.

Tabla 10.4: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – duración de temporales.

Parámetros de ajuste H_s – Duración de temporales	a	b
Familia 1	-42.7413	13.6816
Familia 2	-10.4052	4.0977

En la Figura 10.7 se presentan las gráficas de los resultados obtenidos en el ajuste de regresión lineal para la variable de duración de los temporales. Se observa que las bandas de confianza superior e inferior del 95% para ambas familias existen valores negativos, no obstante todos aquellos valores se consideran como cero, por lo tanto no se observan horas de temporales negativos, lo cual es concordante. Por otra parte, se visualiza que para ambas familias la dispersión de los datos se encuentra entre las 20 y 10 horas, existiendo nuevamente una mayor cantidad de datos para la familia 1 por la baja cantidad de temporales consideradas en la familia 2.

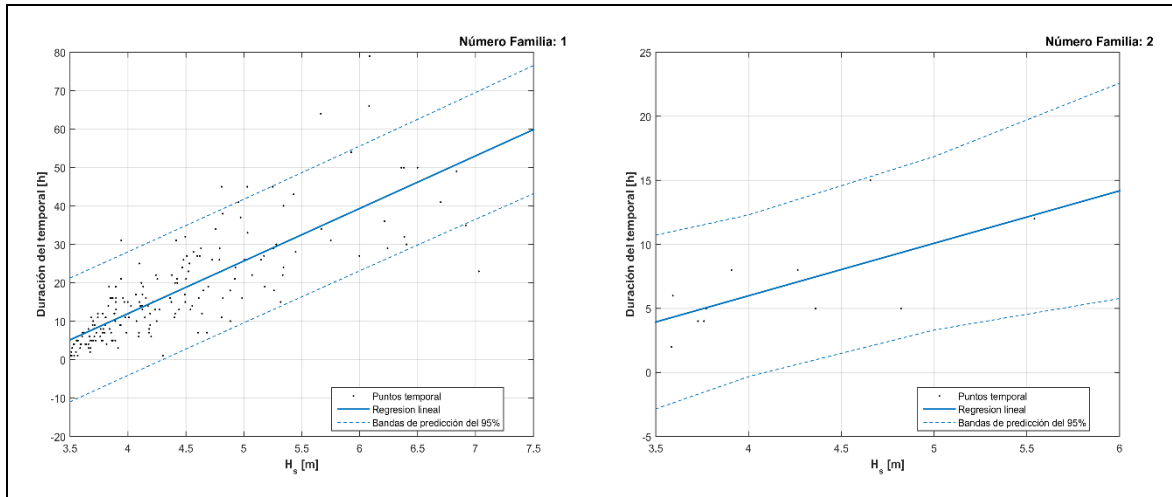


Figura 10.7: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de H_s – Duración del temporal.

10.4.1.4 VARIABLE CLIMÁTICA DE PERALTE

La variable de peralte de la ola fue calculada para obtener un periodo de pico y periodo medio concordante con la variable de altura significativa, por lo que también se ha realizado un ajuste de regresión lineal entre ambos parámetros. En la Tabla 10.5 se presentan los resultados del ajuste.

Tabla 10.5: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – peralte.

Parámetros de ajuste H_s – Peralte	a	b
Familia 1	-0.001	0.0050
Familia 2	0.0109	0.0061

Para las gráficas que se observan en la Figura 10.8, se difiere que en ambas familias la relación lineal y pendiente de los datos es ascendente, siendo concordantes con los datos previamente analizados. Además, se observa una pequeña cantidad de outlayers para la familia 1, cuyos puntos se encuentran altamente cercanos a la banda superior del 95%. Por su parte, se visualiza todo lo contrario en la familia 2, observándose una menor cantidad de datos por los temporales considerados en esta familia.

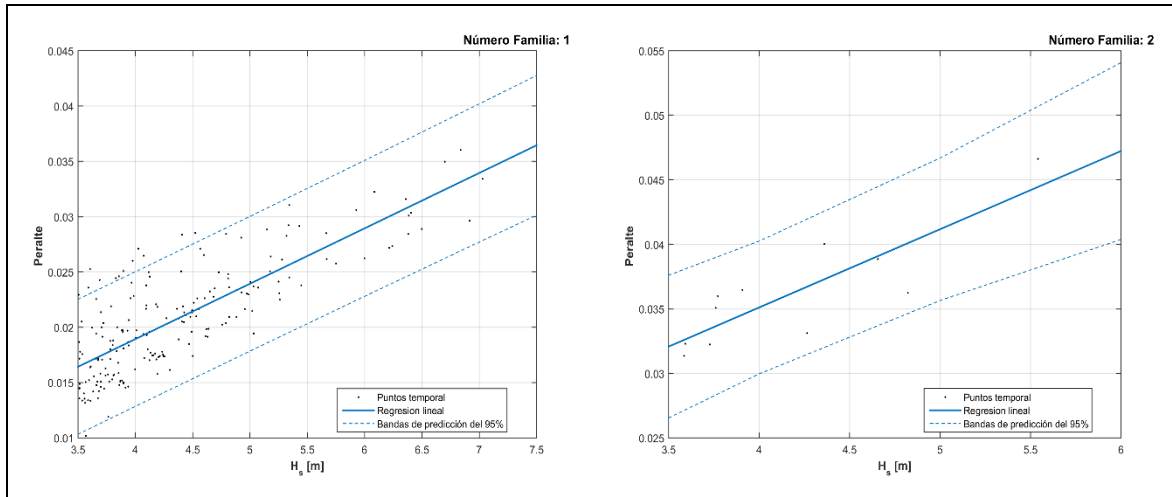


Figura 10.8: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de H_s – Peralte.

10.4.1.5 VARIABLE CLIMÁTICA DE PERIODO DE PICO Y PERIODO MEDIO

Para la variable climática de periodo de pico obtenida mediante el cálculo previo del peralte de la ola, se ha realizado un ajuste de regresión lineal con la altura significativa, cuyos parámetros obtenidos se pueden observar en la Tabla 10.6. Se visualiza una concordancia de los parámetros a y b en función de las gráficas obtenidas que se encuentran en la Figura 10.9.

Por otra parte, para la variable climática de periodo medio, calculada a través de la expresión $T_p/1.1$, también se obtenido el ajuste de regresión lineal, siendo los parámetros del ajuste visualizados en la Tabla 10.7. El comportamiento es bastante similar que el periodo de pico, lo cual es concordante por la forma obtenida del periodo medio.

Tabla 10.6: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – periodo de pico.

Parámetros de ajuste H_s – Periodo de pico	a	b
Familia 1	17.8646	-0.3734
Familia 2	7.5196	0.5072

Tabla 10.7: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – periodo medio.

Parámetros de ajuste H_s – Periodo medio	a	b
Familia 1	15.2708	-0.0681
Familia 2	6.8747	0.3336

En la Figura 10.9 y 10.10 se presentan gráficas correspondientes a los ajustes lineales realizados para el periodo de pico y periodo medio con la altura significativa. Se observa que para la familia 1, tanto para el periodo de pico y medio, la regresión lineal entre H_s y

estos parámetros es descendente, en cambio para la familia 2 ocurre lo contrario debido a la poca cantidad de temporales considerados en esta familia, incorporándose además cierta incertidumbre en los datos. Por otra parte, se observa tan solo dos outlayers para la familia 1 (ambos periodos) y para la familia 2 no se observa ninguno. Cabe mencionar que existe una clara disminución en los periodos medios ya que al haber aplicado la fórmula $T_p/1.1$ hace que el periodo de pico se reduzca 1.1 veces.

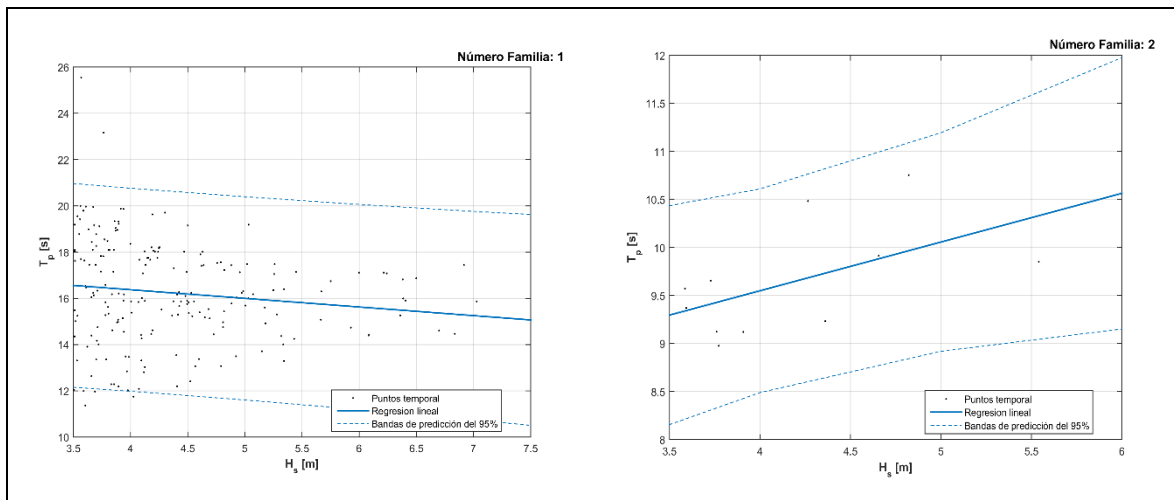


Figura 10.9: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de H_s – Periodo de pico.

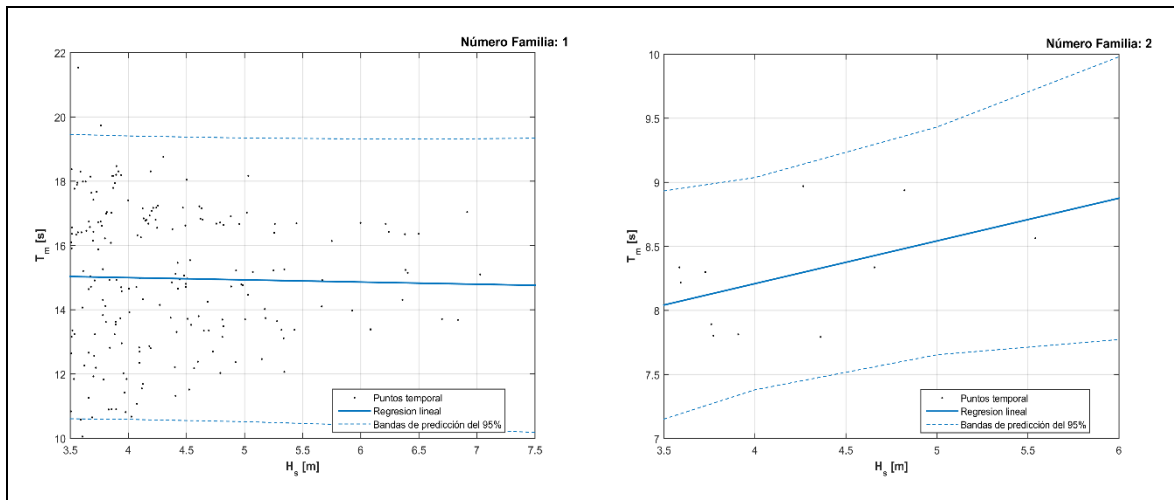


Figura 10.10: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de H_s – Periodo medio.

10.4.1.6 VARIABLE CLIMÁTICA DE MAREA METEOROLÓGICA

La variable climática de marea meteorológica, al igual que las variables anteriores, ha sido relacionada con la altura significativa mediante una regresión lineal, observándose los parámetros de ajuste en la Tabla 10.8. Se difiere que tanto para la familia 1 como la familia 2 las rectas obtenidas son ascendentes con pendientes muy similares. El parámetro a

entrega valores negativos para ambas familias, produciéndose valores negativos para la marea meteorológica, lo cual es un análisis de resultados concordantes por el dato de marea incorporado en el input del programa.

Tabla 10.8: Parámetros de ajuste de la regresión lineal de altura significativa – marea meteorológica.

Parámetros de ajuste Hs – Marea Meteorológica	a	b
Familia 1	-0.0407	0.0121
Familia 2	-0.0899	0.0540

Para la Figura 10.11, se observan dos gráficas las cuales representan el ajuste de regresión lineal realizado con la variable climática de marea meteorológica y altura significativa. Se difiere que las gráficas de ambas familias son concordante con los parámetros obtenidos en el ajuste lineal, observándose rectas ascendentes y bandas de confianzas inferior del 95% negativas. Para la familia 1 se visualizan valores negativos en la marea, no obstante en la familia 2, a pesar de la banda inferior, no se observan datos de mareas negativas, considerando el supuesto de la baja cantidad de temporales que fueron considerados para esta familia. Cabe mencionar que para ambas familias se aprecia una dispersión de los datos entorno a los 20 [cm], logrando detectar algunos outliers para la familia 1.

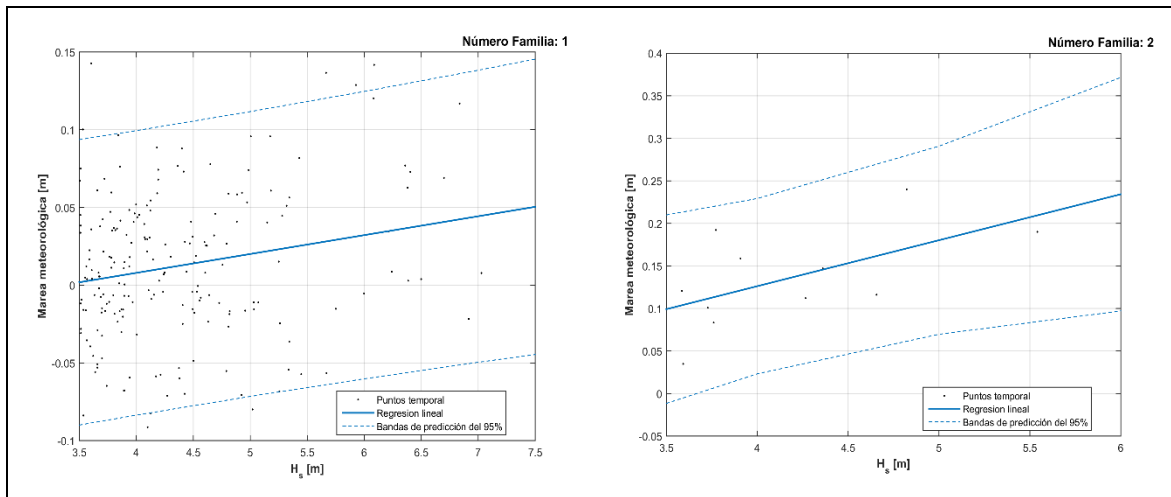


Figura 10.11: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Ajuste lineal de Hs – Marea Meteorológica.

10.4.1.7 VARIABLE CLIMÁTICA DE MAREA ASTRONÓMICA

La variable climática de marea astronómica no ha sido considerada dependiente de la altura significativa, debido al fenómeno de los astros por el cual es creada esta variable, por lo tanto se ha calculado mediante un ajuste de distribución normal. En la Figura 10.12 se presenta el histograma de marea astronómica de frecuencias relativas utilizando una distribución normal para los datos analizados. Por otra parte, en la misma gráfica se

presentan los parámetros obtenidos por el ajuste realizado, los cuales son utilizados para la simulación que se presenta en el siguiente apartado.

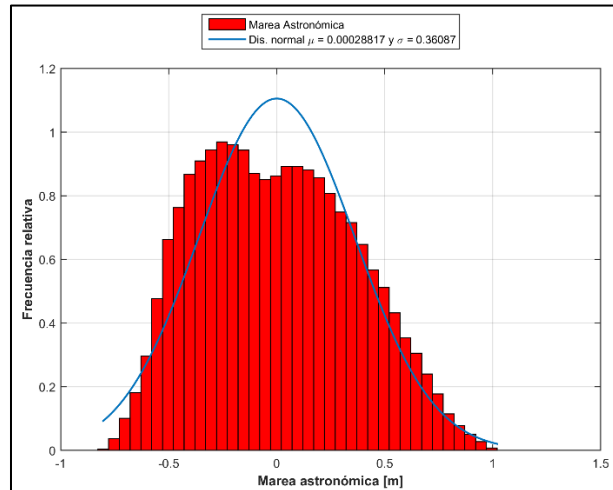


Figura 10.12: Histograma de la marea astronómica y ajuste a una distribución normal.

10.4.2 SIMULACIÓN VARIABLES CLIMÁTICAS

10.4.2.1 SIMULACIÓN ALTURA SIGNIFICANTE

La validación de los resultados de las simulaciones realizadas para 1000 vidas útiles y del ajuste para H_s se presenta en las gráficas de la Figura 10.13 para la familia 1 y en la Figura 10.14 para la familia 2, las cuales muestran la probabilidad de no excedencia configurando los valores de temporales simulados, los temporales de la serie inicial (a partir del umbral de corte utilizando POT), las bandas de confianza superior e inferior del 95% y el ajuste de distribución, siendo los tres últimos extraídos de los ajustes de Pareto-Poisson.

Se difiere que para ambas familias las simulaciones de ajuste siguen la tendencia de la distribución, observándose una alta concordancia en los resultados expuestos. Por otra parte, para la familia 2 (Figura 10.14) se difiere que para las probabilidades más pequeñas y medias se observan una menor cantidad de puntos simulados, debido a la baja cantidad de temporales considerados para esta familia direccional, destacando además la dispersión existente en los datos. Además, también cabe resaltar que se tienen menos datos para la familia 2 debido a que esta posee una menor probabilidad de ocurrencia que la familia 1.

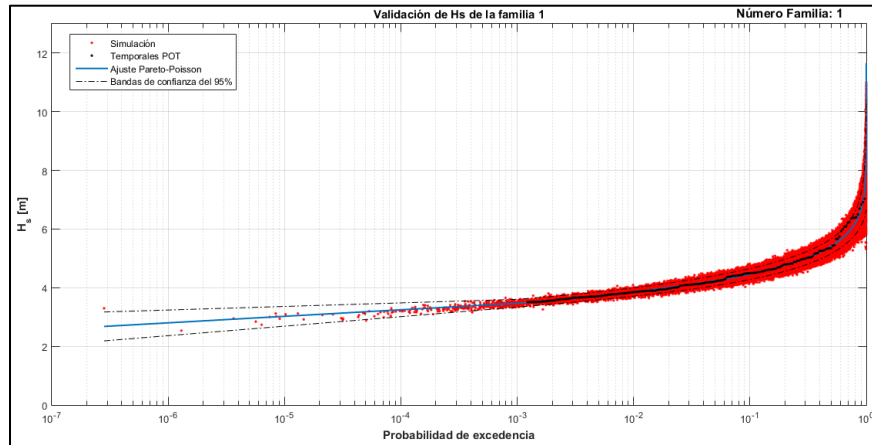


Figura 10.13: Simulación y validación de los temporales de H_s para la familia 1.

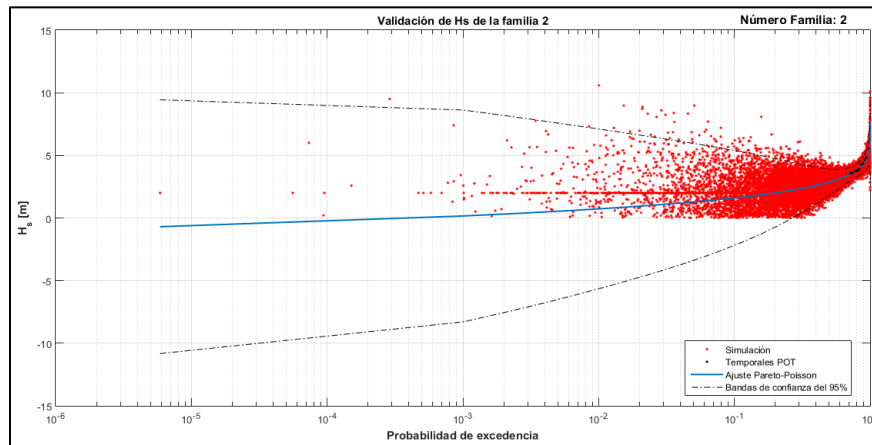


Figura 10.14: Simulación y validación de los temporales de H_s para la familia 2.

10.4.2.2 SIMULACIÓN DIRECCIÓN DEL OLEAJE

Las simulaciones del ajuste condicionado de las direcciones de incidencia del oleaje frente a la altura de ola significativa para ambas familias direccionales se observa en la Figura 10.15. Se difiere que los datos simulados se ajustan de forma correcta entre las bandas de confianza superior e inferior del 95%, siguiendo la tendencia de los datos de temporal de la altura significativa, logrando valores máximos con mayor acotamiento entre las bandas. Cabe mencionar, que la altura de ola significativa es el parámetro con mayor relevancia para la estabilidad de la estructura, siendo este ajuste óptimo por obtener mayores alturas que los encontrados para un periodo de retorno de 475 años. Por otra parte, es importante señalar que para los cálculos posteriores, se solicita introducir las máximas solicitaciones que pudiesen producirse en escenarios extremos. Por último, en la familia 2 se observa que las bandas de confianzas tienden a abrirse hacia sus extremos debido a la poca cantidad de datos temporales consideradas, obteniéndose así una incertidumbre en los resultados, no obstante la mayor probabilidad de que ocurran temporales en el sitio de la obra corresponderán a la familia 1.

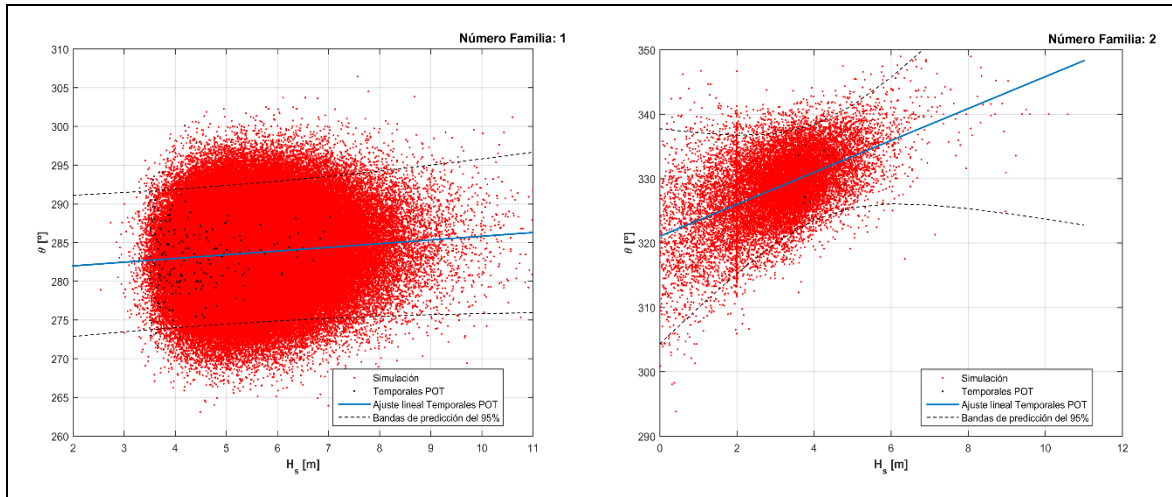


Figura 10.15: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Dirección.

10.4.2.3 SIMULACIÓN DE DURACIÓN DEL TEMPORAL

El ajuste que se realiza con las duraciones de temporal y que se encuentra condicionado por la altura significativa de temporal se presenta mediante la gráfica de la Figura 10.16. Los datos simulados se ajustan correctamente a las bandas de confianza inferior y superior del 95% en la familia 1, observándose que los datos simulados alcanzan 130 horas aproximadamente, cabiendo destacar que la mayoría de los datos se encuentran entre las 0 y 100 horas de duración.

Por otra parte, para la familia 2 se observa que los datos se logran ajustar a las bandas de confianza del 95%, las cuales comienzan a abrirse al momento de ascender la distribución de los datos, esto debido a lo mismo que ocurre en el apartado anterior de simulación de direcciones de oleaje. Se difiere que las simulaciones ocurren aproximadamente entre los 0 y 20 horas de duración, visualizando además que existe una menor cantidad de datos en comparación a la familia 1 por la baja probabilidad que tiene la familia 2 en el sitio de interés.

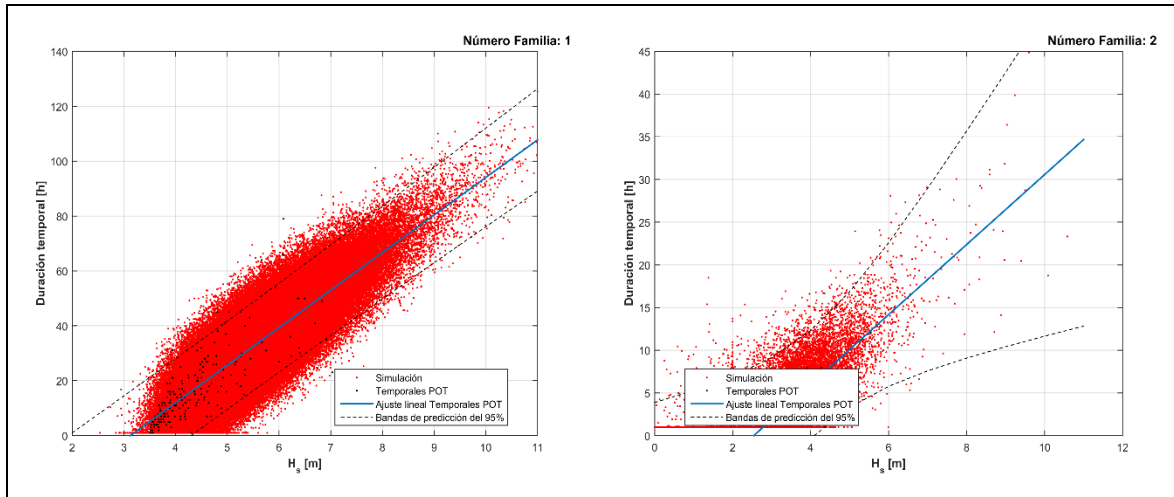


Figura 10.16: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Duración del temporal.

10.4.2.4 SIMULACIÓN DE PERALTE, PERIDO DE PICO Y PERIODO MEDIO

La simulación de peralte de la ola fue realizada para la obtención de una simulación concordante de periodo pico y periodo medio con la altura significativa. En la Figura 10.17 se observa la simulación de peralte para ambas familias direccionales, logrando observar que los datos simulados se ajustan correctamente a las bandas de confianza superior e inferior del 95%, difiriendo además que la mayoría de datos simulados se encuentran entre los 0.01 y 0.05 de peralte.

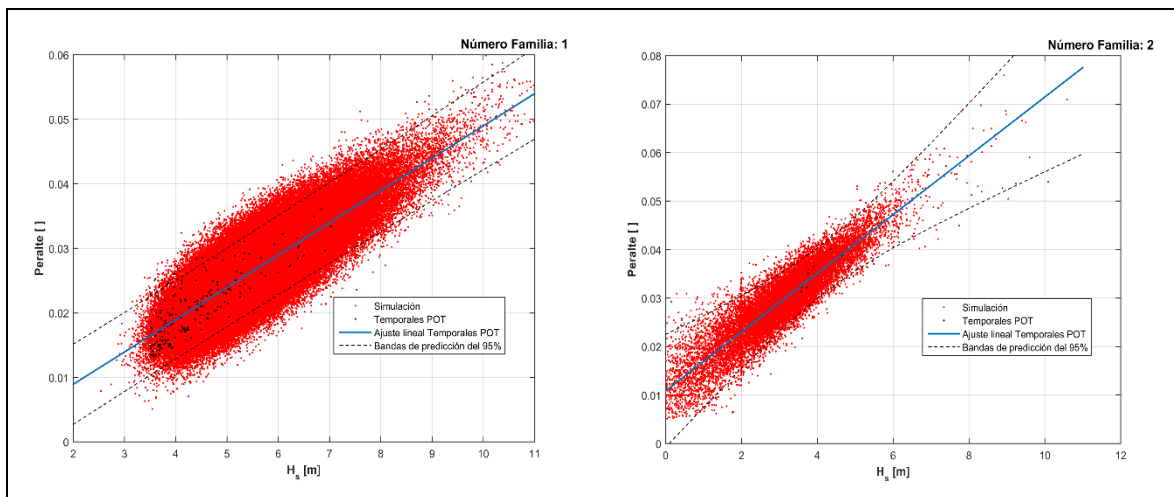


Figura 10.17: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Peralte

En la Figura 10.18 se observan los periodos de pico calculados indirectamente con el parámetro de peralte de la ola. Se destaca que los periodos fueron limitados a un máximo

de 22 [s], para que así no se obtuviesen en la simulación aleatoria periodos irreales de la zona en función del clima medio realizado. Por otra parte, se observa que los periodos de picos simulados se ajustan a las bandas de confianza del 95%, no obstante se identifica que para ambas familias existen datos que superan tanto las bandas de confianza superior e inferior, esto es debido a que existen datos fuera del rango e intervalo pero que la mayoría de nube de puntos se encuentran entre la bandas. Cabe mencionar, que para los periodos más bajos tienden aproximarse de una mejor forma en la banda inferior que la superior.

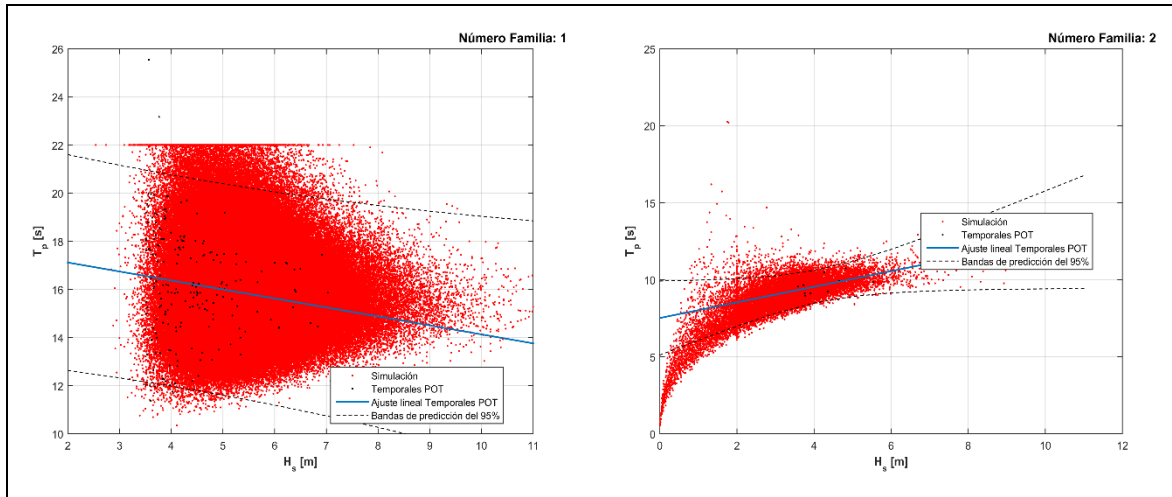


Figura 10.18: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Periodo de pico.

Como se ha mencionado anteriormente, la variable climática de periodo medio (Figura 10.19) se ha calculado mediante la expresión $T_p/1.1$, por lo que la distribución, tendencia e incluso bandas de confianza superior e inferior del 95% para ambas familias son bastantes similares a los resultados vistos en la Figura 10.18 de periodos de picos.

Se observa que para la familia 1 los periodos máximos se encuentran limitados a los 20 [s], debido a la restricción previa realizada en los datos simulados de periodos de pico. Por otra parte, se observan algunos outliers sobre la banda superior del 95% de la familia 2, entre los 12 y 28 [s] aproximadamente, no obstante la mayoría de datos simulados se encuentran entre las bandas.

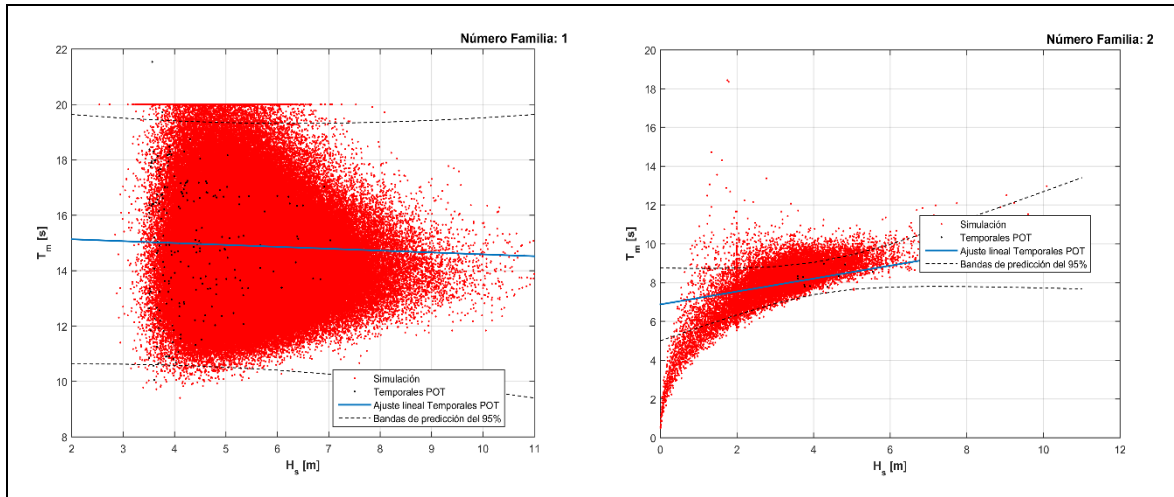


Figura 10.19: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Periodo medio.

10.4.2.5 SIMULACIÓN DE LA MAREA METEOROLÓGICA

La simulación realizada para la variable climática de marea meteorológica, para ambas familias direccionales, se presenta en la Figura 10.20. Se observa que para la familia 1 los datos simulados se encuentran entre los -0.2 y 0.3 [m], en cambio para la familia 2 se visualizan entre los -0.3 y 0.8 [m]. Por otra parte, se observa también que la simulación se ajusta correctamente a las bandas de confianza del 95% y que para ambas familias se sigue una tendencia muy similar, tanto para la regresión lineal previamente realizada y los datos simulados, concluyendo así que la variable climática de marea meteorológica no se encuentra 100% condicionada a la dirección del oleaje.

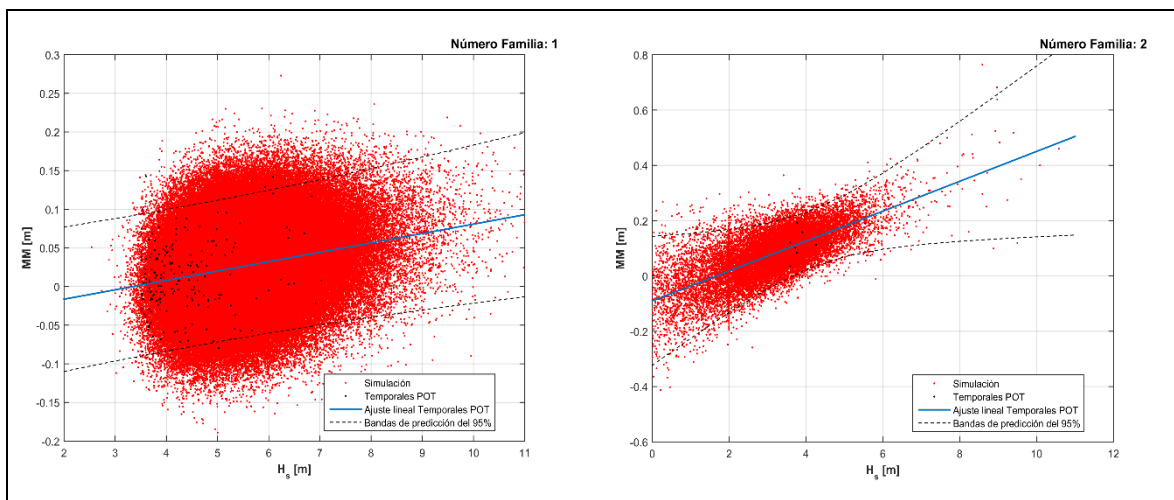


Figura 10.20: Familia 1 (izquierda) y Familia 2 (derecha). Datos simulados de los temporales de H_s – Marea meteorológica.

10.4.2.6 SIMULACIÓN DE LA MAREA ASTRONÓMICA

La simulación realizada para la variable climática de marea astronómica se representa en la Figura 10.21, donde se observa el histograma de frecuencias relativas de la variable que se encuentra entre un rango de -1.2 y 1.2 [m] aproximadamente y que además el pico de los datos simulados se encuentra en el valor de cero. Se difiere que los datos simulados logran subestimar los datos de temporales de la marea astronómica vistos en el apartado anterior, sobrepasando el valor uno de frecuencia relativa y los valores de la marea, aun así e asume el error por ser centimétrico.

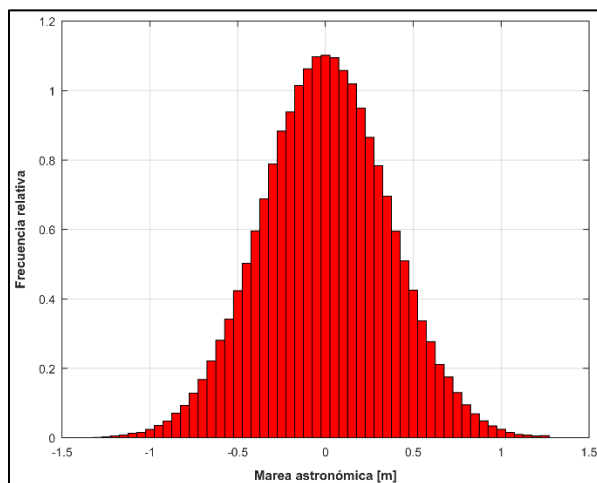


Figura 10.21: Simulación de la variable climática de marea astronómica para ambas familias.

10.5 RESUMEN CAPÍTULO VARIABLES CLIMÁTICAS

Se ha desarrollado un simulador de variables climáticas, el cual será utilizado como motor de entrada para el modelo de nivel III. Para efectuar la construcción del modelo, se considera que la H_s es la variable fundamental para realizar los cálculos, y que todas las demás variables climáticas son dependientes de H_s . El capítulo presenta un diagrama de flujo, el cual se ha llevado a cabo en todas sus partes para el desarrollo del simulador.

Para determinar las familias en función de la direccionalidad y los temporales incidentes en la obra, se ha considerado el clima medio, extremal y un análisis del coseno de beta, obteniéndose así 2 familias direccionales de oleaje que se encuentran entre los 260° - 310° y 320° - 350° , respectivamente. A través del umbral de 3.50 [m] del análisis extremal, se tiene 213 temporales, estableciéndose 7 temporales por año para los 29 años de datos.

La distribución para la variable H_s correspondió a Pareto-Poisson y para las demás variables condicionadas por H_s se estableció una distribución normal. Se calcularon bandas de confianza del 95% para la generación de gráficas. Finalmente, el simulador se ha realizado para 1000 vidas útiles, con una duración de 50 años por cada vida útil y 7 temporales por cada año, teniendo así una simulación de 350.000 datos aleatorios con Montecarlo.

11 MÉTODO DE NIVEL III DE LA ESTRUCTURA

El presente apartado corresponde al análisis estocástico de la estructurada diseñada. El método de nivel III es un análisis probabilista de estructuras, el cual es utilizado para realizar la verificación de una obra calculada previamente con el método de nivel I. Este método probabilista se ejecuta mediante la evaluación del fallo en la estructura a lo largo de un número de vidas útiles determinado. Para este proyecto en particular, se tienen 50 años de duración con 7 temporales de oleaje cada año para cada una de las 1000 vidas útiles.

La metodología utilizada para calcular la probabilidad de fallo en el dique en talud corresponde al método de Montecarlo, la cual se desarrolla mediante los modos de fallo de la extracción de piezas de la berma de pie, del manto principal, y por el deslizamiento y vuelco del espaldón. Cabe mencionar, que las metodologías de simulación permiten abordar el problema real sin necesidad de conocer la expresión analítica concreta.

La estimación de la probabilidad de fallo con el método de Montecarlo se basa en simular un gran número de situaciones en el que la probabilidad de fallo será la porción de simulaciones donde la ecuación de estado límite (G ; definida por $G=R-S$) del método es menor o igual que cero. La fiabilidad del método depende por supuesto de una medida realista de las funciones de distribución para las variables y sus correlaciones.

La siguiente Figura 11.1, muestra un caso general con más de dos variables, donde no es posible describir la función de densidad conjunta con una superficie, sino que requiere una descripción multi-dimensional.

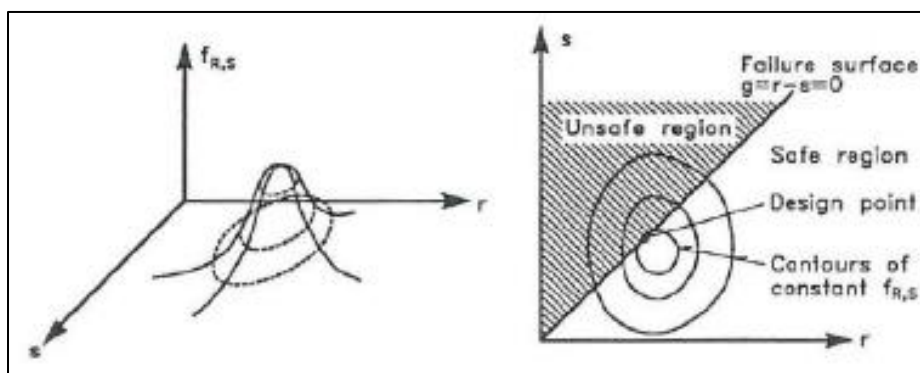


Figura 11.1: Ilustración de la función de densidad conjunta bidimensional de la carga y resistencia.

Si la resistencia y la carga son variables aleatorias independientes entre sí, la probabilidad de que un modo de fallo se produzca ($G < 0$) puede calcularse si se determina la suma de probabilidades de todos los casos en los que, para todo valor x de la carga, la resistencia tenga un valor menor o igual que x .

Para dar inicio a los cálculos del método de nivel III, primero se debe considerar realizar un simulador de variables climáticas, el cual estarán sujetas en función de las ecuaciones de

verificación consideradas para diseñar la estructura. Cabe mencionar, que el simulador de variables climáticas se encuentra en el apartado del anterior.

A continuación, se presentan las bases de cálculo utilizadas para el método de nivel III, además del árbol de fallo y las ecuaciones de verificación para el modelo probabilista. Por último, un apartado de las etapas del trabajo realizado para la ejecución del método de análisis.

11.1 ARBOL DE FALLO

La estructura de un dique rompeolas en talud de materiales sueltos es una estructura deformable en su geometría, lo cual se irá modificando a lo largo de toda su vida útil establecida según como se diseñe la obra.

Este proyecto solo se ha centrado en 3 modos de fallos, los cuales son el desplazamiento o extracción de las piezas del manto principal, la extracción de las piezas de la berma de pie, y por último el deslizamiento y vuelco del espaldón. El fallo del dique se produce si solo ocurre alguna de estos 3 modos de fallo. Por otra parte, esto se determina a través del número de vidas útiles en las que se produce el fallo de alguno de los modos, obteniendo con ese valor la probabilidad conjunta de fallo. El valor calculado finalmente determina si la estructura o el diseño verifican en base al índice límite que admite la ROM para un puerto de las características de la obra exterior del puerto de San Antonio. Es necesario resaltar, que para determinar si en una vida útil se produce el fallo de un modo, se debe conocer la ecuación de verificación del modo, las cuales se presentan en el apartado siguiente de las ecuaciones de verificación.

En la Figura 11.2 se presenta una imagen adaptada por el autor Burcharth (1992), el cual indica los principales elementos y modos agrupados por subsistemas en un dique en talud. La ilustración presentada del dique rompeolas derecho de la Figura 11.2, muestra los tipos de fallas que se pueden producir en estas estructuras, en cuanto a la erosión del lecho, también a un desplazamiento profundo de la estructura, la erosión de la berma, la inestabilidad del filtro, el desplazamiento de las piezas del manto principal, el rebase que puede tener la obra y por último el deslizamiento o vuelco del espaldón.

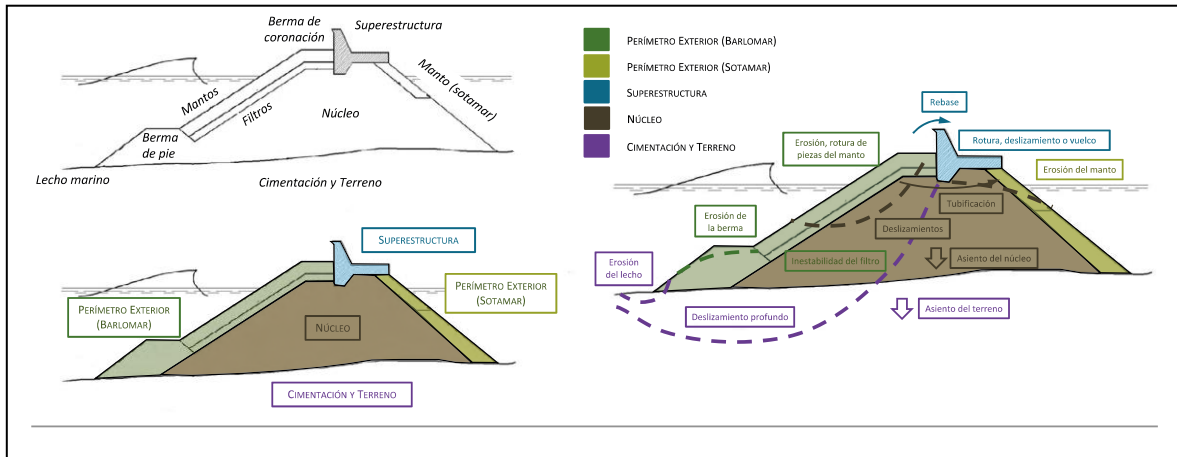


Figura 11.2: Árbol de fallo de un dique en talud para solo cargas hidráulicas.

Para complementar la imagen anterior, en la Figura 11.3 se muestra un esquema de los modos de fallo antes descrito para un dique rompeolas en talud.

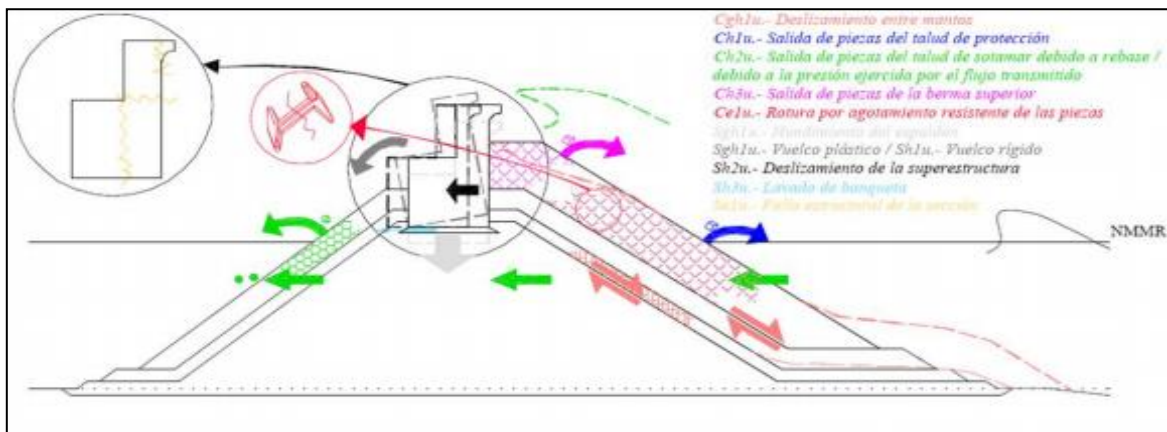


Figura 11.3: Modos de fallo de un dique en talud.

Los modos de fallo se caracterizan por una función denominada función de fiabilidad (Z), la cual representa la diferencia que se produce por la función de la resistencia (R) y la función de carga (S), resaltando el estado límite definido por la función de fiabilidad igual a cero, produciéndose el modo de fallo en situación de $Z < 0$. En la Figura 11.4 se muestra un diagrama de flujo de los modos de falla que se tendrán en cuenta para este proyecto en particular.

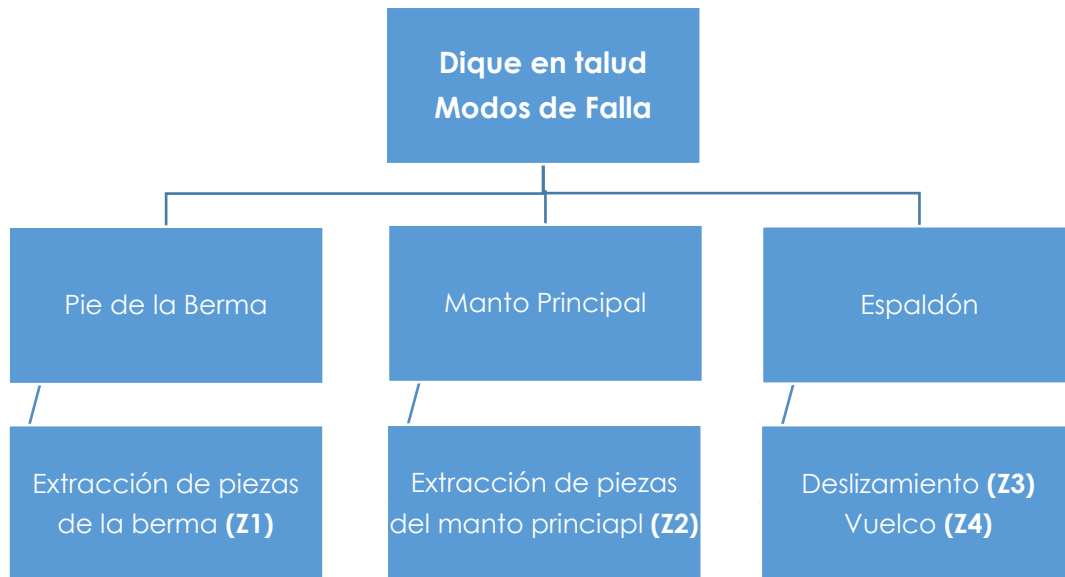


Figura 11.4: Diagrama de flujo de los tipos de fallos de un dique rompeolas en talud.

11.2 ECUACIONES DE VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DEL DIQUE

Para la determinación de las ecuaciones de verificación (Z) se debe tener en cuenta los modos de fallo que fueron considerados en el árbol de fallo del apartado anterior, ya que a partir de esa información se encuentran las ecuaciones de cálculo. A continuación, se presentan cuatro ecuaciones de verificación que fueron trabajadas mediante el método de Montecarlo para el modelo probabilista de nivel III. Cabe mencionar, que la probabilidad conjunta de fallo se calcula como $P_f = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4$, además de los índices de fiabilidad que son obtenidos mediante la expresión $\beta = \mu/\sigma$, de cada modo de fallo.

1. Ecuación de verificación a la berma de pie.

$$Z1 = (D50_{nivel_I} - D50_{nivel_III}) / Nod_{nivel_III}$$

2. Ecuación de verificación de los Nod del manto superior.

$$Z2 = (Nod_{nivel_I} - Nod_{nivel_III}) / Nod_{nivel_III}$$

3. Ecuación de verificación de deslizamiento del espaldón.

$$Z3 = (CSD_{nivel_III} - 1.4)/1.4$$

4. Ecuación de verificación de vuelco del espaldón.

$$Z4 = (CSV_{nivel_III} - 1.4)/1.4$$

11.3 ETAPAS DEL TRABAJO DEL MÉTODO DE NIVEL III

Para realizar la evaluación de las ecuaciones de verificación, se debe tener en cuenta la simulación probabilista realizada mediante el método Montecarlo, y así realizar el nivel III de verificación del dique rompeolas en talud. Para ello, a continuación se detalla el procedimiento realizado en códigos de Matlab para la obtención de resultados.

1. El procedimiento se inicia cargando las simulaciones de variables climáticas realizado previamente, el cual considera los 350.000 estados de mar.
2. Se realiza una simulación y corrección de oleaje de los parámetros de la altura significativa y periodo de pico (H_s y T_p) para el temporal de cálculo mediante las formulaciones de Longuet-Higgins, en adelante L-H, para así obtener los parámetros de $H_{1/250}$, $T_{1/250}$ y H_{max} del temporal de cálculo. Los parámetros sujetos a esta simulación corresponde las alturas y periodos de temporal, gamma (3.3) y el número de olas de cada temporal, este último determinado a través de las duraciones por temporal por segundos dividido por el periodo medio.

Luego se ordenan los datos de altura L-H y los periodos vinculados a esa altura. Por otra parte, en el proceso de L-H también es realizado la comprobación de oleaje por rotura (Goda, 1974) y peralte (Miche, 1944). Es relevante destacar que si la ola del temporal rompiese, se ajustarían los parámetros del oleaje a las olas no rotas a través de las alturas de ola y periodos simulados por L-H. En resumen, la corrección de altura de oleaje temporal generada por L-H fue realizada mediante la siguiente expresión: Si la altura de temporal generada por L-H es mayor o igual a la altura de rotura por fondo, se seguirá utilizando la altura de L-H, y si es mayor se reemplazará por la altura de rotura por fondo. Por otra parte, la rotura por peralte fue corregida mediante la siguiente expresión: Si la altura ya corregida por rotura por fondo es menor a $1/7$ por la longitud de onda, se mantiene la altura corregida, y si es mayor a esa expresión se corrige la altura final por rotura por peralte.

Las formulaciones generales se presentan a continuación:

Rotura por fondo:

$$H_b = 0.17 * L_0 * \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 * \frac{\pi * h_b}{L_0} * \left(1 + 15 * \tan(\beta_s)^4 \right) \right] \right\}$$

Donde:

$$\begin{aligned} L_0 &= \text{Longitud en aguas profundas} \\ h_b &= \text{Nivel medio del mar} + \text{profundidad a pie de dique} \\ \beta_s &= \text{Pendiente} \end{aligned}$$

Rotura por peralte:

$$S_{lim} = 0.17 * \frac{H_{max}}{L} \cong \frac{1}{7} * \tanh(k * d)$$

3. Posterior a la corrección de las alturas y periodos, se procede a realizar la verificación de nivel III. Para esto se considera los parámetros de la estructura obtenidos mediante el nivel I del dique rompeolas. Luego se introducen al programa los parámetros de variación, el cual son utilizados para generar la incertidumbre de las variables de diseño y de las ecuaciones de verificación probabilistas. Las variables consideradas son parámetros físicos de las densidades, un coeficiente de fricción y los coeficientes para las formulaciones Pedersen utilizadas en el cálculo del espaldón.
4. Se genera un ciclo de lectura para cada vida útil considerado el análisis realizado con L-H. Por efectos de la capacidad física computacional y para este proyecto en particular, solo se han considerado 25 vidas útiles.
5. La primera verificación que se realiza es la berma de pie, donde se calcula el fallo de pérdida de las piezas. Esta verificación se realiza mediante una función generada que contiene las formulaciones de cálculo de Gerding, donde a diferencia del cálculo realizado de la berma de pie del nivel I, esta contiene la variabilidad de las densidades y la nueva altura significativa corregida por L-H y verificada por rotura por fondo y peralte. Cabe mencionar, que el fallo en el pie de la berma es considerado como frágil. Para realizar la verificación, se calcula el N_{od} despejando de la formulación para cada temporal, produciéndose el fallo si el N_{od} calculado es mayor que el considerado en el diseño de método de nivel I, obteniendo finalmente los valores de Z1.
6. Para el cálculo del fallo en el manto principal, se realiza la verificación de los Nod de Van Der Meer para la obtención de los valores de Z2. En ese apartado se utilizaron 2 programas para el cálculo, las cuales se detallan a continuación:

El procedimiento se inicia a través de la función de triangulación, simplificando el pico del temporal a un triángulo isósceles, devolviendo la cantidad de barras del triángulo dando los valores de la altura significativa, Nod y los números de olas (N_z). En esta función se ingresan los valores de duración, los cuales se redondean al número entero más cercano para facilitar los cálculos. Por otra parte, se calcula la altura del triángulo, restando los valores de la altura significativa L-H corregida con el umbral POT de corte las familias del simulador de las variables climáticas. También, se incorpora el diámetro de las piezas del manto superior exterior que fue calculado a través del método del nivel I. Por último, se incorpora también a la función la variabilidad de las densidades del hormigón y del agua de mar.

En resumen, el ciclo funciona de la siguiente manera: Se operan los valores pares e impares de las duraciones de manera independiente, para luego realizar la base del triángulo de temporales ($\text{duración}/2$); posterior a ello se determina el ángulo del triángulo isósceles y la base discretizada del triángulo de temporales para calcular los sub Hs que se encuentra dentro del triángulo (las barras); se calcula el número de olas de las barras; se realiza otro ciclo para reproducir la otra mitad del triángulo. Finalmente se calcula los Nod utilizando la fórmula de Van Der Meer. Cabe

mencionar, que se realiza un ciclo para modificar los valores imaginarios a cero, adoptando solo los números reales.

Por otra parte, la función de avería es utilizada posterior a la función de triangulación, donde se determinan los valores de Nod finales equivalentes de los temporales para finalmente realizar la verificación. En primer lugar, en esta función se agrupan los datos extraídos de la función de triangulación en una matriz, para luego buscar la posición máxima de Nod y extraer los valores máximos correspondientes al máximo Nod. Luego, se calcula la longitud de onda en aguas profundas, se calcula la relación S_m utilizando los valores máximos, para finalmente determinar los número de olas de temporales. Por último, se determina el número de olas total, mediante la suma de los valores máximos y la sumatoria de los N_z temporales. Cabe resaltar, que se ha efectuado el mismo procedimiento de ciclo que la función de triangulación, para modificar los valores imaginarios a cero.

7. La parte final de los cálculos correspondió a la verificación de fallo en el espaldón, el cual se realizó mediante las formulaciones expuestas por Pedersen. En primer lugar, se determinan los valores de Z_3 considerados para la falla por deslizamiento del espaldón. Para ello, se utilizó una función que contiene todas las ecuaciones de cálculo de fuerza, momento, subpresión y cotas del espaldón. Para ejecutar el programa se utiliza la longitud del manto exterior en su parte superior, el periodo medio y la altura significativa, ambas corregidas por L-H, el valor de alfa ($1/2$) en grados, la cota de coronación, la variación del nivel medio referido a la BMVE, la variabilidad de las densidades y la incertidumbre introducida para las formulaciones a los valores constantes de la fuerza horizontal, momento de giro y la subpresión

La fuerza de subpresión es calculada mediante la subpresión (0.1% de probabilidad de excedencia) extraída de la función y multiplicada por la base del espaldón. El peso del espaldón se determina mediante el área del espaldón y el peso específico del hormigón con la variabilidad incorporada por su densidad. Con esto, se determina el coeficiente de seguridad al deslizamiento con el coeficiente de fricción multiplicada por la resta del peso y la fuerza de subpresión, dividido por la fuerza horizontal (0.1% de probabilidad de excedencia). Finalmente, se obtienen los valores de Z_3 por cada vida útil analizada, mediante la expresión $(CSD-1.4)/1.4$. El cálculo de los valores de Z_4 vinculada al fallo por vuelco de la estructura del espaldón. Primero se determina el cálculo CSV a través del cálculo el momento del peso dividido por la suma del momento de la fuerza horizontal con el momento de subpresión. Posterior a ello, se utiliza la formulación de verificación $(CSV-1.4)/1.4$ para así obtener los valores de Z_4 .

11.4 RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN DE LA OBRA

Los resultados presentes en este apartado se muestran en valores y gráficas obtenidas a través del estudio de la metodología probabilista de método de nivel III, utilizando el

simulador de variables climáticas y técnicas de Montecarlo, para el dique en talud, obra exterior del nuevo puerto de San Antonio.

El objetivo principal del método de nivel III es verificar a través de un modelo probabilista, un diseño de dique rompeolas en talud calculado previamente con un método determinista de nivel I, calculando las probabilidades de fallo y los del índice de fiabilidad de β de cada ecuación de verificación, según indican los requisitos mínimos expuestos por la ROM 0.0. Cabe mencionar que, si la probabilidad de fallo es menor a cero ($Z < 0$) se provocaría algún fallo en la estructura, considerando que la probabilidad de fallo es 0.1, equivalente al 10% de la máxima probabilidad admisible para la obra y un β_{ELS} de 1.28. Para este caso, se analizaron 4 ecuaciones de verificación, siendo estas la berma de pie, Nod como parámetro relativo de daño del manto exterior superior, el deslizamiento y vuelco del espaldón.

La capacidad del coste computacional ha permitido analizar solo 25 vidas útiles de las 1000 generadas con el simulador de variables climáticas, destacando que cada vida útil posee 350 temporales, siendo relevante para esta metodología de nivel III la altura del temporal, la duración, periodo de pico, dirección incidente en la estructura y nivel del mar referido a la BMVE. Cabe resaltar, que en los proyectos actuales a nivel mundial donde se utiliza el método de nivel III, se requiere de una evaluación mínima de 1000 vidas útiles, siendo óptimo en algunos casos 10000. Por último, los resultados de este proyecto están sujetos al bajo análisis de vidas útiles procesado en el método de nivel III, por lo que en una segunda etapa futura del estudio se esperaría realizar el mismo análisis pero con una mayor cantidad de vidas útiles cercanas a las 1000.

A continuación, se presentan los resultados finales obtenidos para la probabilidad de falla de la berma, el parámetro relativo de la berma superior, y por último el deslizamiento y vuelco del espaldón diseñado. Además, en el siguiente ítem, se presenta una redimensionamiento y optimización de la obra a través del método de nivel III del diseño realizado con el método del nivel I, donde se efectuaron cambios en la estructura por los fallos producidos (mayores al 10%) en el diseño inicial del dique rompeolas en talud.

11.4.1 PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL DE LA BERMA DE PIE (Z_1)

La probabilidad de fallo de la berma de pie, correspondiente a la ecuación de verificación Z_1 se visualiza en la Figura 11.5, donde se indica un histograma en función de la distribución de frecuencias relativas de los valores de Z encontrados en el análisis. En la gráfica se difiere que esta pieza del diseño tiene un fallo individual del 16%, teniendo así solo 4 valores de fallo de la berma inferior ($Z_1 > 0$) respecto al análisis de las 25 vidas útiles, excediendo además del 10% admisible dictado por la ROM. Respecto al índice de fiabilidad β , para esta sección se ha obtenido un 0.01. Es por este motivo que se concluye la modificación de esta sección aumentando el tamaño de las piezas para así reducir la probabilidad de fallo.

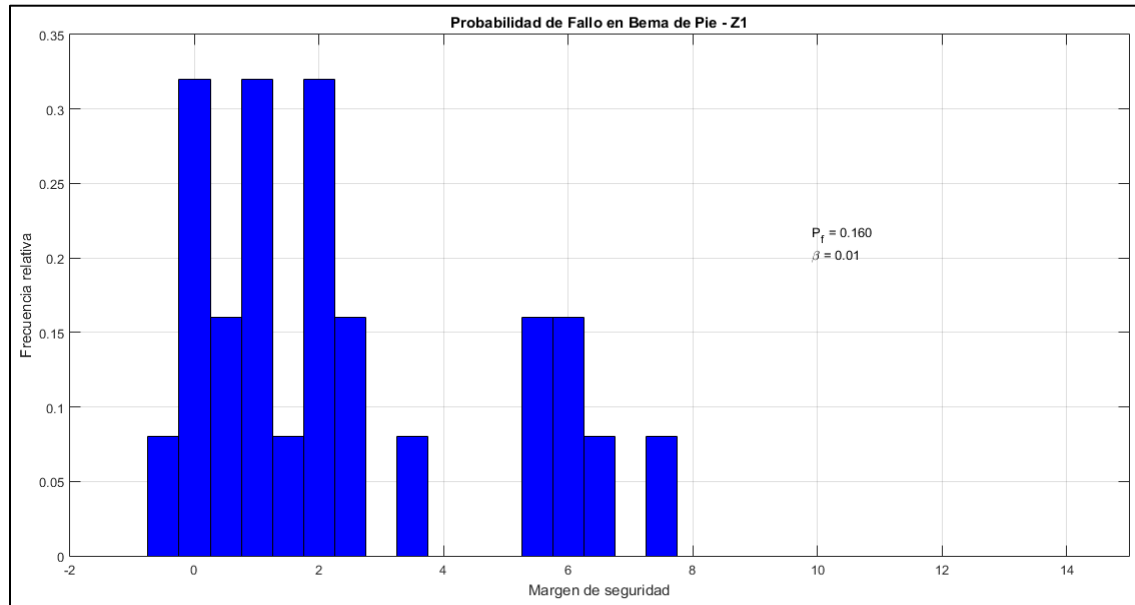


Figura 11.5: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo para el pie de berma – Z1.

11.4.2 PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL DEL MANTO SUPERIOR (Z2)

En el análisis exhaustivo de la triangulación realizada mediante la formulación de Van Der Meer, fueron utilizados los valores máximos de temporal para encontrar el Nod equivalente, verificando cuantas olas se necesita para conseguir el daño en el temporal máximo, encontrando además los valores de número de olas, para luego obtener el Nz final y así calcular nuevamente el Nod de cada vida útil.

La probabilidad de fallo individual (Figura 11.6) de los valores de Nod, parámetro relativo de daño del manto exterior de la berma superior, corresponde a 0.16 (16%), lo cual se concluye que se excede del 10% de probabilidad de falla global máxima en las vidas útiles, teniendo así que rediseñar la estructura del manto superior de la obra para la disminución de esta falla en particular. Por último, el índice de fiabilidad β correspondió a 0.39.

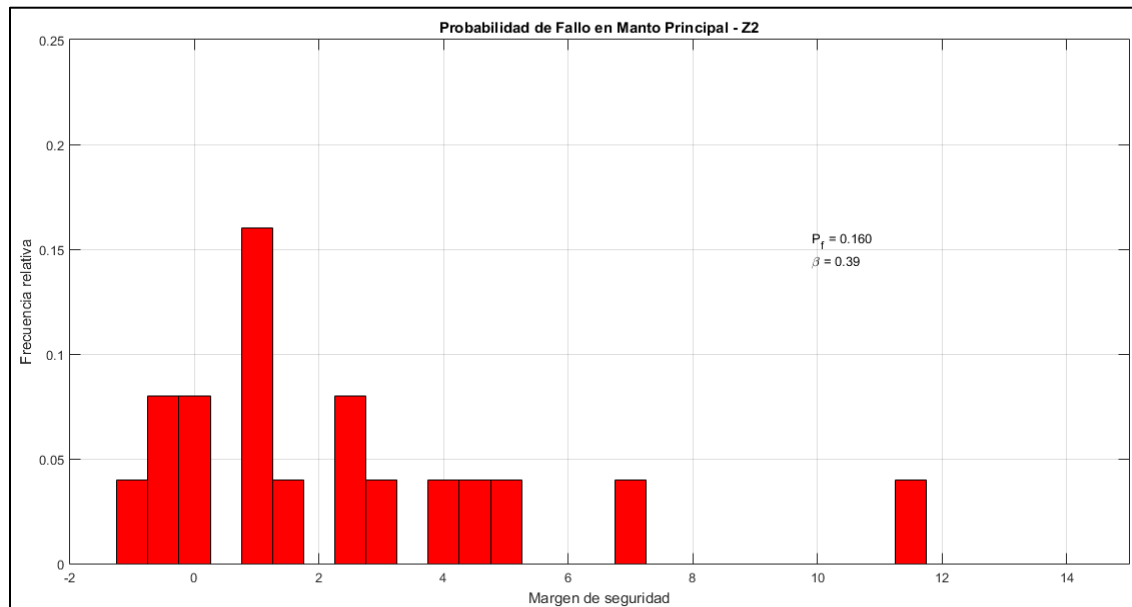


Figura 11.6: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo para el manto principal – Z2.

11.4.3 PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL - DESLIZAMIENTO DEL ESPALDÓN (Z3)

La probabilidad de fallo de la ecuación de verificación Z3, correspondiente al deslizamiento del espaldón se presenta en la Figura 11.7, que indica un histograma en función de la frecuencia relativa y el margen de seguridad porcentual.

De la gráfica de la Figura 12.8 se difiere que la probabilidad de fallo individual por deslizamiento del espaldón es 0.00 (0%), con un índice de fiabilidad de 0.06. Por lo tanto, a priori no se considera modificar la sección del espaldón.

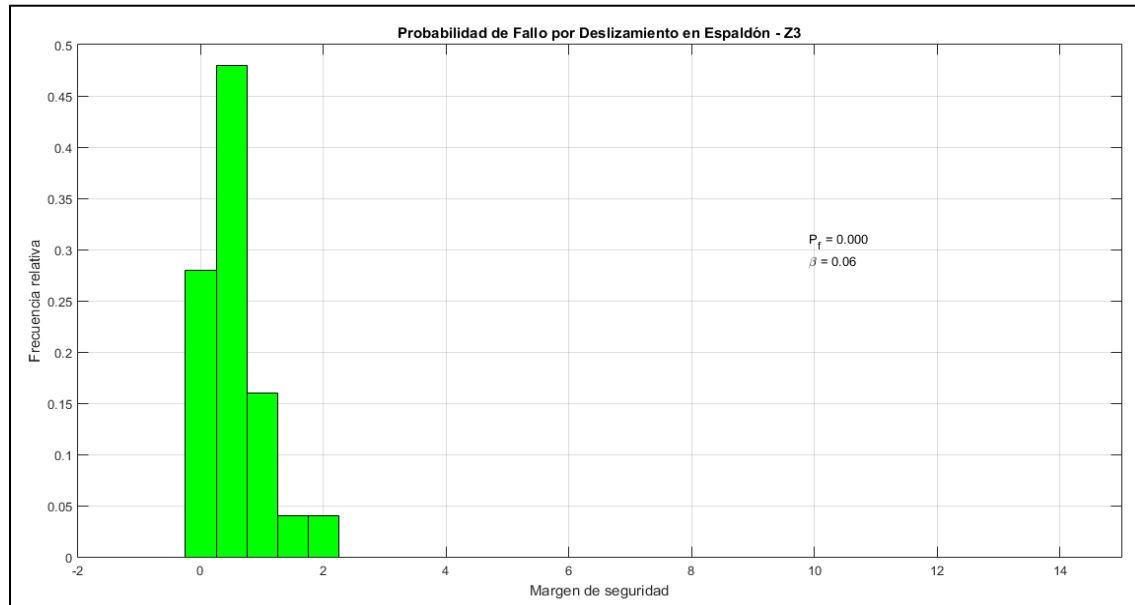


Figura 11.7: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo por deslizamiento en espaldón (CSD) – Z3.

11.4.4 PROBABILIDAD DE FALLO INDIVIDUAL - VUELCO DEL ESPALDÓN (Z4)

Para la probabilidad de fallo de vuelco del espaldón, la cual viene definido por la ecuación de verificación Z4, se presenta en resultados de una gráfica de histograma en la Figura 11.8, la cual se encuentra en función de la distribución de frecuencias relativas de los datos y el margen de seguridad porcentual.

Se difiere de los resultados que la probabilidad de fallo individual es 0.00 (0%), ya que todos los valores de probabilidad de fallo Z4 correspondieron a mayores que cero ($Z4 > 0$). Además, el índice fiabilidad para el vuelco del espaldón correspondió a 0.04.

Por otra parte, cabe mencionar que para obras de dique rompeolas la probabilidad por vuelco del espaldón es prácticamente nula, ya que esta se aproxima a una característica de fallo de los diques verticales, debido a la geometría y dimensiones que estas poseen.

Se concluye no modificar la sección del espaldón, dado la inexistencia de fallo por deslizamiento y vuelco. No obstante, mediante el redimensionamiento de las piezas de la berma inferior y el manto principal debido al fallo superior del 10% en ambas secciones, se deberá verificar si es posible una optimización del espaldón debido al 0% de probabilidad de falla que esta posee.

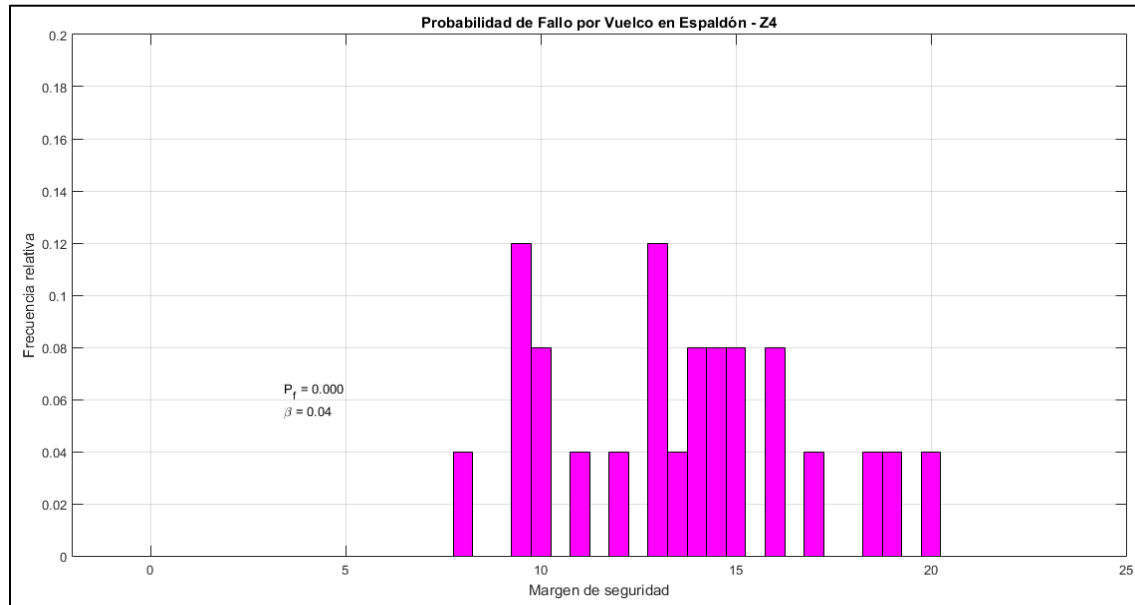


Figura 11.8: Frecuencias relativas – Probabilidad de fallo por vuelco en espaldón (CSV) – Z4.

11.4.5 PROBABILIDAD DE FALLO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

La probabilidad de fallo global o máxima probabilidad conjunta de todos los elementos analizados según las cuatro ecuaciones de verificación correspondientes a la berma de pie, manto superior, deslizamiento y vuelco del espaldón, se muestran en la Tabla 11.1, la cual indica que el fallo total de la obra tiene un 32%, superando el valor máximo dictado por las recomendaciones ROM de 10%.

Por su parte, los índices de fiabilidad encontrados tampoco cumplen con el requisito marcado por la ROM de 1.28, debido al bajo número de vidas útiles simuladas en los análisis del método de nivel III.

Tabla 11.1: Probabilidades de fallo e índice de fiabilidad de la estructura utilizando un método de nivel III, con 25 vidas útiles.

ROM	Piezas	P_f	β
Z1	Berma de pie	0.16	0.01
Z2	Manto superior	0.16	0.39
Z3	Deslizamiento espaldón	0.00	0.06
Z4	Vuelco espaldón	0.00	0.04
Z y β Total	Estructura global	0.32	0.50

A continuación, se presenta en la Figura 11.9 una gráfica de los resultados de la probabilidad global de fallo de la estructura, indicando además porcentaje por pieza evaluada e índice de fiabilidad. Por su parte, en la Figura 11.10 se visualiza una gráfica que

corresponde a la probabilidad acumulativa de los modos de falla de cada elemento trabajado.

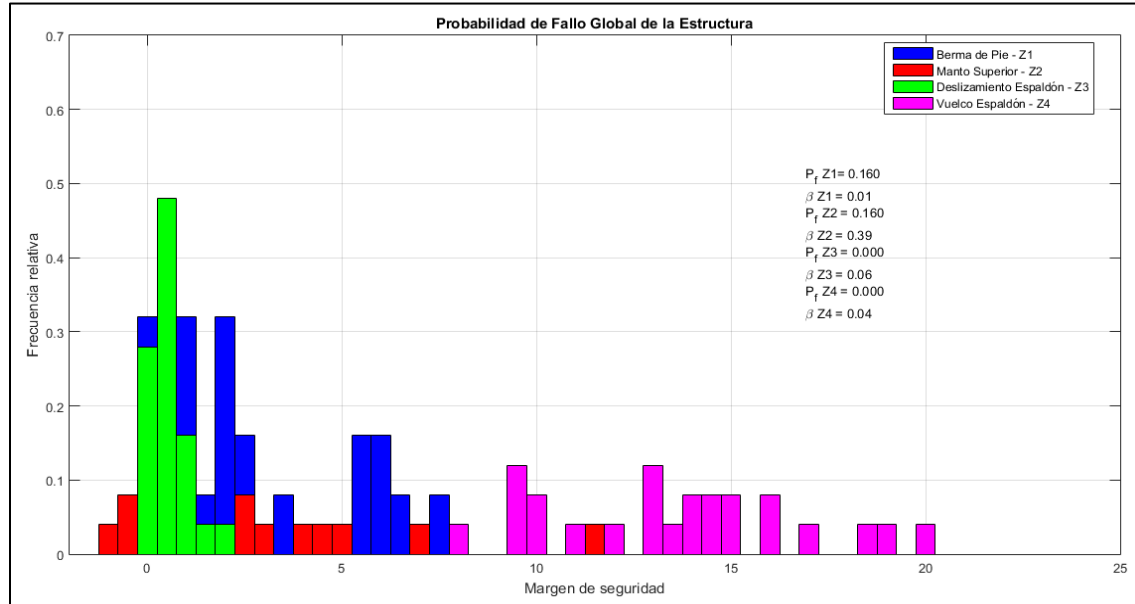


Figura 11.9: Probabilidad de fallo global de la estructura (Z Total).

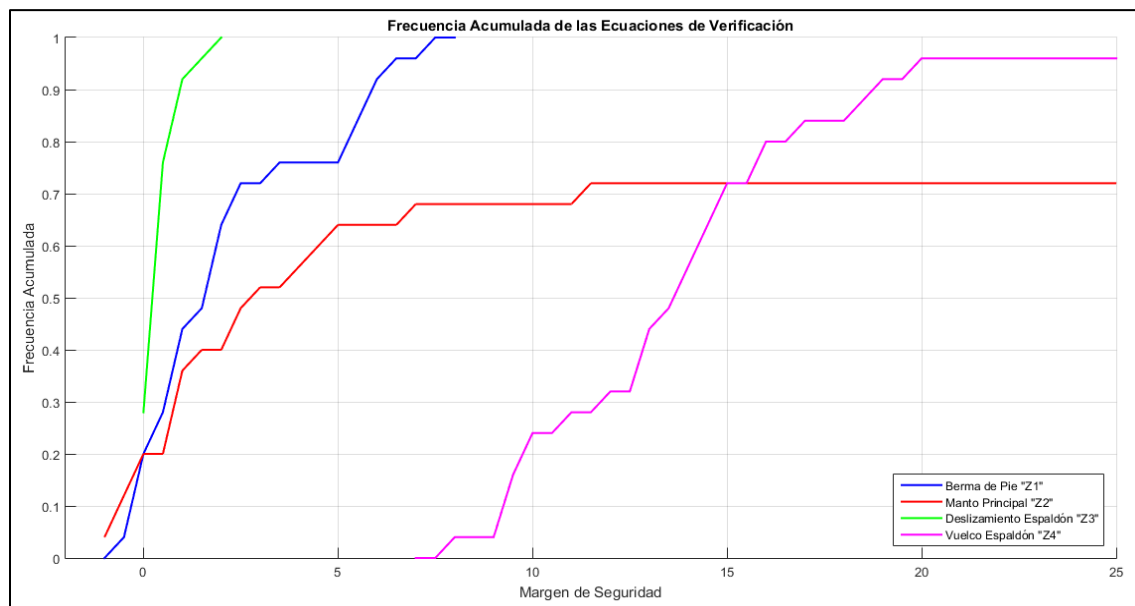


Figura 11.10: Frecuencias acumuladas de las ecuaciones de verificación (modos de fallo).

Se concluye que es necesario realizar una mejora en el diseño planteado en el método de nivel I, redimensionando el manto superior externo y la berma inferior de pie ya que estas secciones de la estructura son las que presentan el modo de fallo más desfavorable,

alcanzando una probabilidad de fallo individual de 16% cada una. La modificación de ambas secciones se encuentra ligada al diámetro de las piezas de cubo de hormigón, ya que a través del aumento del diámetro aumentaría el peso de las piezas y disminuiría la probabilidad de fallo individual y global.

No obstante, se tiene que para el modo de fallo de deslizamiento y vuelco del espaldón, el fallo simulado encontrado en el total de vidas útiles analizadas correspondió a 0% en ambas, por lo que se puede considerar realizar una optimización del espaldón disminuyendo su geometría, para así aumentar la probabilidad de fallo nula que poseen ambos modos de fallo. Para llevar a cabo esta optimización, se considera trabajar en conjunto con los modos de fallo de la berma inferior y el manto superior, debido a que como se ha mencionado anteriormente el fallo global no debe superar el 10%.

11.5 REDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON MÉTODO NIVEL III

El nuevo dimensionamiento de la estructura de dique rompeolas en talud fue realizado debido a los resultados presentados anteriormente, donde se establece que la probabilidad de fallo excedía el 10% marcado por la ROM, entregando un valor de 32% como probabilidad de fallo global de la obra.

La modificación de la estructura recoge las secciones de la berma de pie y el manto principal. Para el caso de la berma de pie, se ha aumentado el valor del diámetro de las piezas de cubo de hormigón en 0.22 [m] para así reducir la probabilidad de fallo existente del 16%. Por su parte, la sección del manto principal que presenta un 16% de probabilidad de fallo, por lo tanto se ha aumentado el tamaño del diámetro de las piezas de cubo de hormigón en 0.30 [m], para así reducir el porcentaje de fallo de la estructura. Por último, realizando varias iteraciones de simulación del método de nivel III, se determina no modificar la sección del espaldón en su geometría, debido a que los cambios realizados en las secciones anteriores se ha logrado obtener una probabilidad de fallo global de la estructura muy cercana al 10%. Los valores iniciales y modificados se pueden visualizar en la Tabla 11.2, encontrándose en función de las secciones diseñadas en primer lugar con el método determinista de nivel I.

Tabla 11.2: Modificación de los elementos para el rediseño de la estructura.

Secciones de la Estructura	Sección	Ecuación de Verificación	Valor Inicial	Valor Rediseño	Unidades
D50 Berma de Pie	Berma de pie	Z1	2.58	2.80	[m]
D50 Manto Principal	Manto principal	Z2	3.60	3.90	[m]

En las Figuras 11.11 y 11.12 que se presentan a continuación, indican los resultados en gráficas de histograma y probabilidad acumulada del rediseño de la estructura final, considerando las modificaciones de la berma de pie, manto principal. Es relevante destacar nuevamente, que se realizaron N iteraciones probando varios valores para el nuevo diseño, entregando así una obra optimizada en todos sus parámetros y variables.

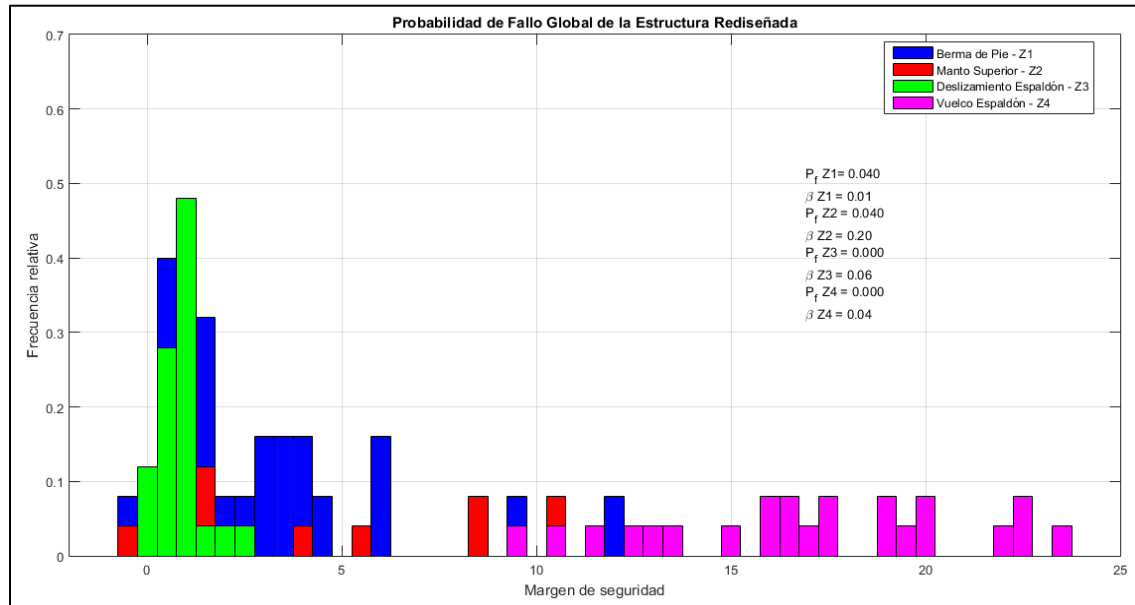


Figura 11.11: Probabilidad de fallo global e individual total de los elementos – Obra rediseñada.

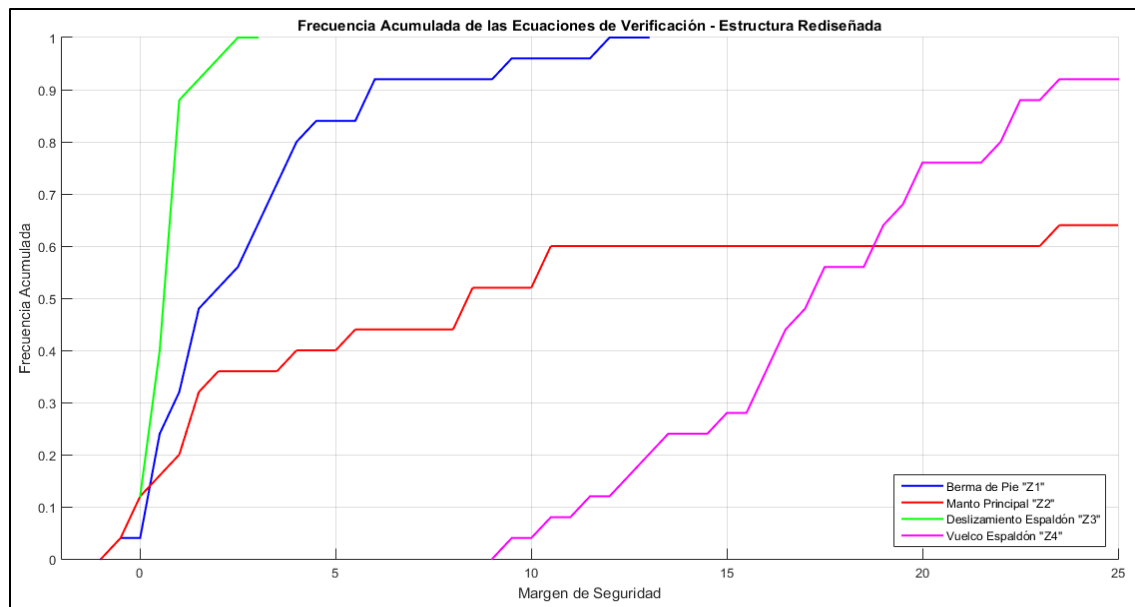


Figura 11.12: Probabilidad acumulada de todos los elementos – Obra rediseñada

11.5.1 ARBOL DE FALLO DE LA NUEVA ESTRUCTURA

El árbol de fallo presentado en la Figura 11.13, muestra la probabilidad de fallo individual y global de la estructura del dique en talud para la sección exterior del nuevo puerto de San Antonio. Como se ha explicado anteriormente, se han modificado la sección de la berma de pie y manto principal, encontrando así un porcentaje de probabilidad de fallo del 8%,

siendo este valor menor a una probabilidad de fallo del 10%. En función de las gráficas del apartado anterior y los resultados porcentuales expuestos en el árbol de fallo de la Figura 11.13, se difiere que con el aumento del diámetro para las piezas de cubo de hormigón del pie de berma, se ha establecido una reducción de la probabilidad de fallo de 16% a 4%. Por otra parte, se observa que al haber aumentado el diámetro de las piezas en el manto principal superior, la probabilidad de fallo ha disminuido a un 4%, logrando así reducir considerablemente los 16% encontrados inicialmente. Por último, como se ha mencionado en el apartado anterior, no se ha modificado la geometría del espaldón debido que a través de la modificación de las dos secciones anteriores se logra encontrar una probabilidad de falla cercana al 10%. Finalmente, la suma de todos los valores de probabilidad de fallo de la estructura corresponde a un 8% de fallo global, cumpliendo con los requisitos marcados por la ROM ($P_f = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4 \rightarrow P_f = 4+4+0+0 \rightarrow P_f = 8\% < 10\%$).

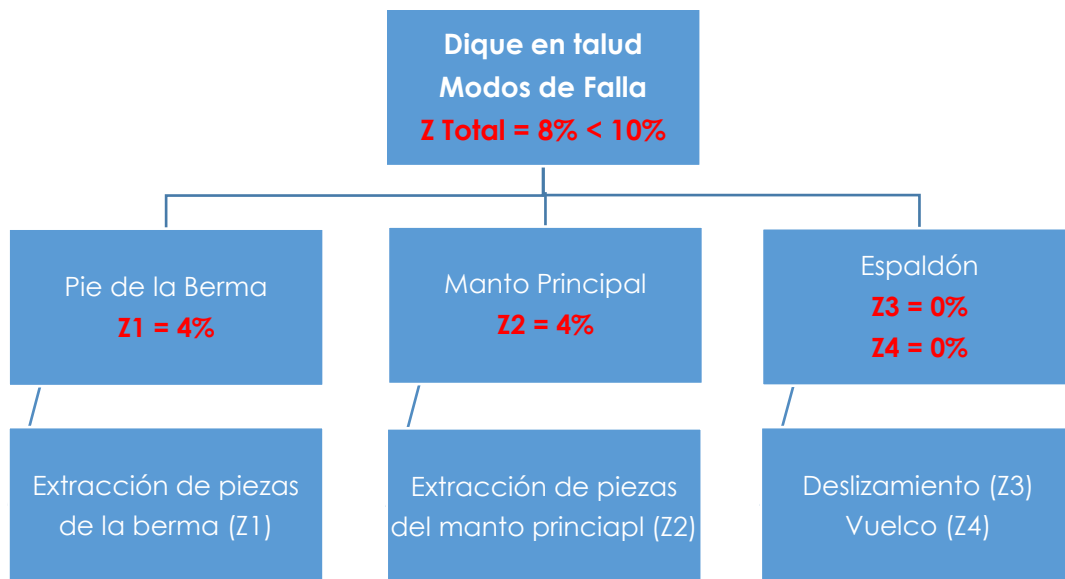


Figura 11.13: Árbol de fallo - Porcentaje de probabilidad de fallo individual y global de la estructura.

Los valores de μ y σ fueron calculados a través de una función de distribución normal y el valor de beta es obtenido mediante la división de estos 2 parámetros. En la Figura 11.14 se muestra una ilustración del índice de fiabilidad extraído del documento "Reliability Evaluation and Probabilistic Design of Coastal Structures", además en la Tabla 11.3 se presentan los resultados de los valores de β alcanzados, además de las probabilidades de fallo individuales por sección.

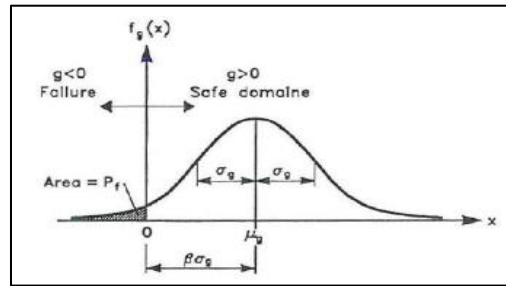


Figura 11.14: Ilustración del índice de fiabilidad.

Tabla 11.3: Parámetros estadísticos de las funciones de fiabilidad de la estructura (Z).

Z	Z	P _f	beta
Berma de pie	Z1	0.04	0.01
Manto Superior	Z2	0.04	0.20
Deslizamiento Espaldón	Z3	0.00	0.06
Vuelco Espaldón	Z4	0.00	0.04

Por último, para la sección de la berma de pie, el valor de β es menor a lo requerido por la ROM (1.28), ajustándose a los criterios solicitados, no obstante para el manto superior (Z2), el deslizamiento y vuelco del espaldón (Z3y Z4), los valores de β superan al valor de 1.28. Cabe mencionar, que se realizaron N-iteraciones y los valores de beta no se logran ajustar a lo establecido por la ROM, considerando así el supuesto de no alcanzar los requerimientos de β debido al bajo número de simulaciones realizadas. Se concluye que para una futura línea de trabajo se realice el estudio de la metodología probabilística de nivel III para esta sección del nuevo puerto exterior de San Antonio con mayor cantidad de vidas útiles, siendo requerido actualmente en el mercado mundial 1000 a 10000.

11.6 DISEÑO DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON MÉTODO DE NIVEL III

El diseño de la nueva obra del dique rompeolas, utilizando un método probabilista de nivel III, se presenta en la Figura 11.15, además de la Figura 11.16 donde se presenta una aproximación de la sección transversal de primera Figura. En el plano diseñado se logra diferir los cambios realizados mediante el redimensionamiento y optimización realizada posterior a la verificación diseñada con el método de nivel I. En el nuevo diseño se observan los cambios del manto superior del dique, los taludes interiores y la berma de pie.

El peso de los cubos de hormigón del manto superior han aumentado en 29 [t] aproximadamente, difiriendo la importancia de utilizar este tipo de técnica probabilista, ya que al haber considerado realizar un análisis previo de las variables climáticas y la variabilidad de las propiedades de los materiales, además de la incertidumbre incorporada en las formulaciones, se obtuvieron estos cambios en la obra, la cual considera un 8% de probabilidad de fallo a lo largo de toda su vida útil.

Respecto a los mantos secundarios, estos también se han modificado debido al nuevo peso de los cubos de hormigón del manto principal, observándose un aumento tanto en el espesor de los tres filtros como en el peso de las piezas de cubo de hormigón y escollera. Por otra parte, También se han aumentado los elementos de cubo de hormigón de la berma inferior de pie para la reducción del porcentaje de probabilidad de fallo, obteniéndose un peso final de 50 [t] y un diámetro de 2.80 [m]. Por último, como se ha mencionado en los apartados anteriores, no se ha modificado el espaldón debido a que los cambios realizados para el manto principal, los filtros y la berma inferior logran obtener un 8% de probabilidad de fallo, quedando así el mismo diseño del espaldón establecido en el método determinista de nivel I.

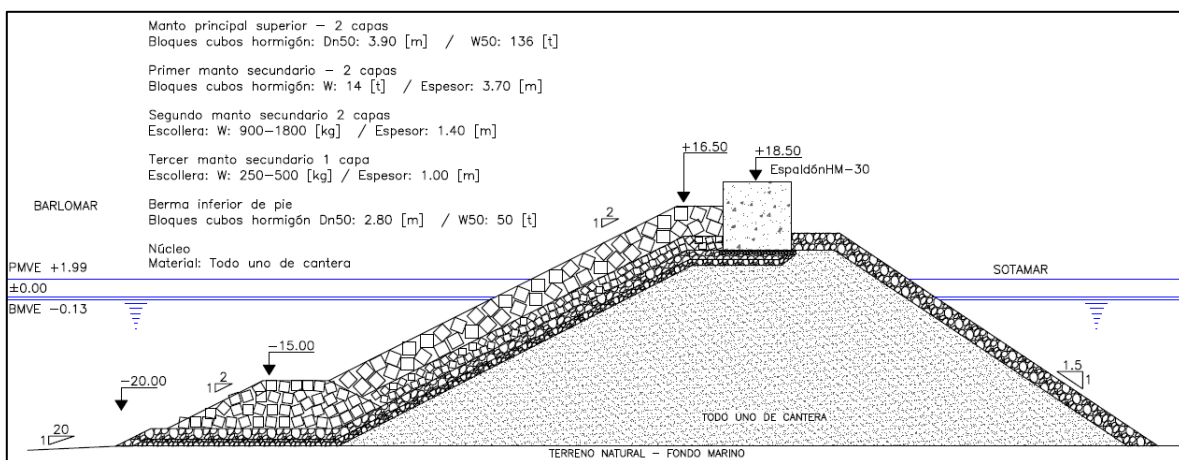


Figura 11.15: Diseño final de la sección del dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, utilizando un método de nivel III.

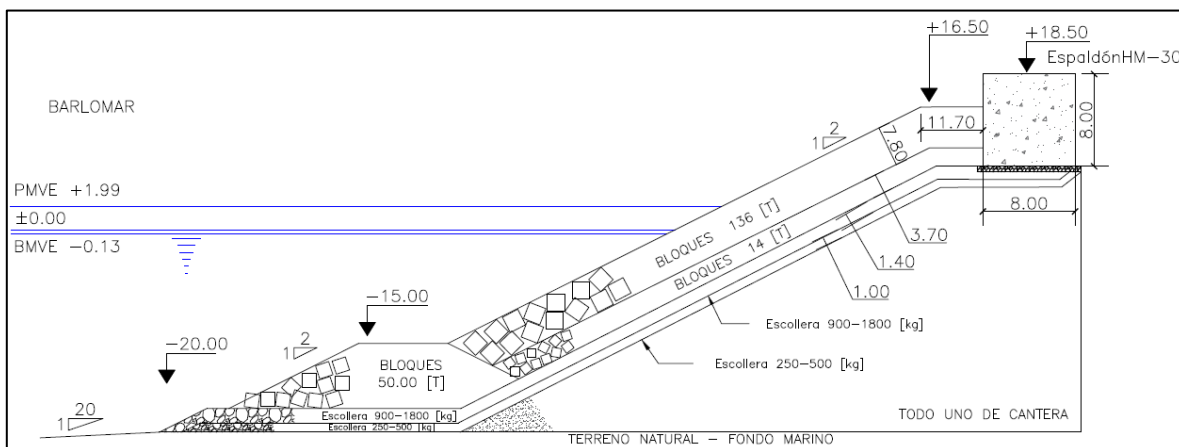


Figura 11.16: Dimensiones y aproximación de diseño final del dique rompeolas del nuevo puerto exterior de San Antonio, utilizando un método de nivel III.

12 ANÁLISIS DE COSTES DE LA SECCIÓN DEL DIQUE ROMPEOLAS

Se ha realizado para la sección diseñada del dique rompeolas con método de nivel I y nivel III, un análisis de costes generales en función de los materiales que componen la sección de la obra. El presupuesto confeccionado se ha llevado a cabo para ambos métodos de diseño empleados en el presente estudio, para así verificar las diferencias que se obtienen mediante la técnica determinista y probabilista aplicada.

Los valores de coste unitario considerados para el cálculo de los presupuestos están referidos a valores unitarios por m³ en función de la información extraída del Observatorio de Obras Portuarias y la Estadística de Precios Unitarios de España, en el cual participan las entidades del Gobierno de España, Puertos del Estado y el Ministerio de Fomento. Los valores de precios unitarios por m³ que han sido utilizados en este estudio corresponden a los datos disponibles de las principales obras construidas y recibidas desde el año 1995 hacia delante en el sistema portuario de titularidad estatal.

A continuación, en la Tabla 12.1 se presentan los valores considerados por cada sección diseñada, para así realizar los presupuestos de la sección del dique. En la Tabla 12.1 también se muestra el concepto (información) que se refiere a cada sección de la obra, difiriendo además que los valores de precios unitarios por m³ indican la fabricación (en el caso del hormigonado) traslado, la instalación, etc.

Tabla 12.1: Precios unitarios por m³ en función de cada sección diseñada del dique rompeolas.

Concepto	Unidad	Material y Sección	Peso Euro
Hormigón en masa de cualquier tipo para bloques. Considera fabricación, acopio transporte y colocación en talud por cualquier medio	m ³	Cubos de hormigón – Manto principal	96.76 €
Hormigón en masa HM-30 colocado en alzados o espaldones, incluso encofrado, desencofrado, vibrado y curado	m ³	Hormigón armado – Espaldón	79.69 €
Escollera clasificada de peso, suministro, transporte y colocación en manto de dique y/o filtros	m ³	Escollera – Taludes secundarios y berma inferior de pie	19.84 €
Todo uno de cantera, colocado en formación del núcleo del dique rompeolas	m ³	Todo uno de cantera – Núcleo	9.09 €

Según la Ley 2/2015, de 30 de marzo, de desindexación de la economía española y el Real Decreto 55/2017, de 3 de febrero, desarrollada en el ámbito de los contratos del sector público, han modificado el antiguo régimen de revisión de precios en la contratación pública mediante la desindexación de dichos precios. La práctica de actualización de precios anterior a dicho nuevo régimen se basaba en la indexación, es decir, en fórmulas periódicas tipo que tenían como base índices de precios generales, como por ejemplo el índice de precios del consumo (IPC). En otras palabras, cuando el precio de un determinado bien o servicio aumenta, se genera un aumento automático del resto de bienes y servicios por el hecho de estar agregados al mismo índice general, y no por un incremento real de su coste de producción.

En fin de evitar la posible inflación en el mercado, se ha establecido el nuevo régimen normativo, que tiene por objeto desindexar los precios de los bienes y servicios, es decir, vincular su actualización al precio de los costes reales, concretos, y necesarios para su producción o prestación, sin basarlos en índices o factores externos que lo que hacen es “falsear” la evolución de precios naturales del mercado.

En función de esta información pública y en relación de las fórmulas de revisión de precios de los contratos de obras y de los contratos de suministro de fabricación de armamentos y equipamiento, se tiene que para las obras de portuarias de diques en talud con manto de protección con predominio de bloques de hormigón se utiliza la siguiente formulación:

$$K_t = 0.21 * \frac{C_t}{C_0} + 0.13 * \frac{E_t}{E_0} + 0.37 * \frac{R_t}{R_0} + 0.01 * \frac{S_t}{S_0} + 0.28$$

Donde los coeficientes descritos en símbolos corresponden a los siguientes materiales:

- C: Cemento.
- E: Energía.
- R: Áridos y rocas.
- S: Materiales siderúrgicos.

Para efectos de este estudio, no se ha realizado la actualización de los precios debido a la falta de información para completar los coeficientes de la formulación. No obstante, como se ha mencionado anteriormente, los precios de valor unitario por m³ utilizados (12.1) son los referentes a la información del Observatorio de Obras Portuarias y Estadísticas de Precios Unitarios de España.

Los presupuestos realizados abarcan solo las secciones del núcleo, los dos mantos secundarios, la berma inferior de pie, el manto principal exterior y el espaldón. A continuación, en las Tablas 12.2 y 12.3, correspondientes al presupuesto con método de nivel I y método de nivel III respectivamente, se presenta la información de las 6 secciones del diseño trabajadas a lo largo del estudio, donde se detalla la longitud del tramo del dique rompeolas, la superficie o área, y el volumen de cada sección. Con estos parámetros se obtiene el valor en euros de la sección analizada, en función de cada sección y el valor total neto de la obra. Cabe mencionar, que para el cálculo del coste del manto principal,

se ha considerado sustraer el volumen de las capas del porcentaje de huecos, para lo cual se ha considerado un factor de 0.8, entregando así el volumen final reflejado en ambos presupuestos.

Tabla 12.2: Análisis general de costes de la sección diseñada con método de nivel I.

Diseño con Método de Nivel I						
Nº	Dique rompeolas	Sección	Longitud [m]	Superficie [m2]	Volumen [m3]	Peso Euro
1	Todo en uno cantera (Núcleo)	1	300	1204.0846	361225.38	3,283,539 €
2	Tercer manto secundario (escollera)	1	300	80.8313	24249.39	481,108 €
3	Segundo manto secundario (escollera)	1	300	104.4936	31348.08	621,946 €
4	Primer manto secundario (bloques)	1	300	124.2888	26100.648	2,525,499 €
5	Manto principal exterior (bloques)	1	300	297.4263	62459.523	6,043,583 €
6	Berma de pie (bloques)	1	300	161.3968	33893.33	3,279,518 €
7	Espaldón (HM-30)	1	300	64.00	19200	1,530,048 €
Total Neto						17,765,241 €

Tabla 12.3: Análisis general de costes de la sección diseñada con método de nivel III.

Diseño con Método de Nivel III						
Nº	Dique rompeolas	Sección	Longitud [m]	Superficie [m2]	Volumen [m3]	Peso Euro
1	Todo en uno cantera (Núcleo)	1	300	1204.0846	361225.38	3,283,539 €
2	Tercer manto secundario (escollera)	1	300	80.8313	24249.39	481,108 €
3	Segundo manto secundario (escollera)	1	300	114.6775	34403.25	682,560 €
4	Primer manto secundario (bloques)	1	300	137.0614	28782.894	2,785,033 €
5	Manto principal exterior (bloques)	1	300	321.4985	67514.685	6,532,721 €
6	Berma de pie (bloques)	1	300	161.3968	33893.328	3,279,518 €
7	Espaldón (HM-30)	1	300	64.00	19200	1,530,048 €
Total Neto						18,574,527 €

Se difiere, que a partir de los presupuestos generales de las Tablas 12.2 y 12.3, el análisis de la sección diseñada con método de nivel I tiene un coste final de 17,765,241 €, en cambio con el análisis probabilista de nivel III de la obra rediseñada, se obtiene un coste final de 18,574,527 €.

Se observa que a partir de los valores de precios mencionados anteriormente, existe un aumento del valor total de la sección o tramo del dique analizado con la técnica estocástica, debido a que al aumentar los parámetros como diámetro de las piezas para el manto superior, filtros y berma de pie, aumenta directamente el dimensionamiento total de la obra en cuanto a los volúmenes por cada capa del dique.

Finalmente, en la tabla 12.4, se presenta un resumen de los resultados de los costes en euros de cada sección por metro lineal (coste/mL) y por el precio total de la longitud del tramo, además del valor neto de la obra en referencia al método determinista y probabilista utilizando en el presente estudio.

Tabla 12.4: Resumen del análisis de costes realizado para el tramo del dique rompeolas.

Diseño con Método de Nivel I y III			Nivel I		Nivel III	
Nº	Dique rompeolas	Longitud [m]	Coste m/L	Coste tramo	Coste m/L	Coste tramo
1	Todo en uno cantera (Núcleo)	300	10,945 €	3,283,539 €	10,945 €	3,283,539 €
2	Tercer manto secundario (escollera)	300	1,604 €	481,108 €	1,604 €	481,108 €
3	Segundo manto secundario (escollera)	300	2,073 €	621,946 €	2,275 €	682,560 €
4	Primer manto secundario (bloques)	300	8,418 €	2,525,499 €	9,283 €	2,785,033 €
5	Manto principal exterior (bloques)	300	20,145 €	6,043,583 €	21,776 €	6,532,721 €
6	Berma de pie	300	10,932 €	3,279,518 €	10,932 €	3,279,518 €
7	Espaldón (HM-30)	300	5,100 €	1,530,048 €	5,100 €	1,530,048 €
Total Neto			59,217 €	17,765,241 €	61,915 €	18,574,527 €

Se concluye que el análisis realizado demuestra la relevancia que tiene utilizar este tipo de técnicas como el método de nivel III, donde se demuestra que a partir de un análisis de las variables climáticas, además de la incertidumbre y/o variabilidad incorporada en dichos parámetros y formulaciones, la estructura puede cambiar considerablemente no sólo en sus dimensiones y geometría, sino que también en los costes finales de la obra.

13 LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

Los estudios realizados de manera investigativa a nivel universitario contribuyen a despejar algunas incógnitas sobre los temas tratados, no obstante y de forma simultánea, genera nuevas incógnitas, nuevas ideas y/o nuevas vías de trabajo. En este apartado se presentan algunas futuras líneas de investigación que pueden ser objeto de interés, atendiendo a la metodología y resultados expuestos en el presente estudio.

La metodología probabilista de nivel III proporciona un análisis profundo y de detalle de la caracterización del oleaje para las obras marítimas a diseñar o incluso ya construidas (mantenimiento de estructuras). Este tipo de herramienta, que hoy en día se utilizan cada vez más en el mercado mundial, aporta considerablemente para que los proyectos diseñados no superen la probabilidad de fallo máximo en sus secciones, y que cumplan las condiciones y requisitos mínimos durante toda su vida útil. Para que sea efectivo este tipo de análisis, se propone en una futura línea de trabajo considerar realizar el método de probabilista de estructuras de nivel III con las 1000 vidas útiles que se generaron con el simulador de variables climáticas, para así reducir considerablemente la incertidumbre que pudiese encontrarse en los resultados. No obstante, actualmente en algunos proyectos mundiales se encuentran trabajando con 10000 vidas útiles para realizar este tipo de verificación de estructuras, cabiendo mencionar que el nivel computacional para llevar a cabo estos tipos de análisis es altísimo, en función del tiempo y entrega de resultados.

En segundo lugar, resultaría muy útil incorporar a este estudio un modelo numérico que entregue soporte a la decisión que permita evaluar las estructuras en función de este tipo de metodologías probabilistas, la cual entregaría mayor peso y disminución de los errores en los resultados encontrados. Las validaciones y calibraciones que se pudiesen realizar con un modelo numérico resultarían interesantes de implementar, para así afinar aún más los métodos probabilistas que se manejan actualmente.

Por otra parte, para este proyecto en particular se ha considerado realizar un análisis exhaustivo de una serie de variables climáticas, siendo todas dependientes de la variable de altura significativa del oleaje. No obstante, en una futura línea de investigación se puede considerar realizar la incorporación de la variable cambio climático para verificar el comportamiento y la respuesta que tendría la estructura en cuanto a esta componente en el diseño y construcción.

En cuanto a las formulaciones planteadas y trabajadas utilizadas para la elaboración de la obra, se podrían incorporar a este estudio la posibilidad de realizar el diseño con distintas fórmulas de variados autores, para así verificar mediante un cuadro comparativo las diferencias o similitudes que se pudiesen tener en los resultados del diseño.

Por último, para una siguiente etapa de estudio del nuevo puerto exterior de San Antonio, se puede considerar realizar el análisis de método de nivel III y los costes para toda la obra, ya que el presente trabajo de fin de máster solo ha considerado la investigación de un tramo o sección del terminal 1.

14 CONCLUSIONES

En el presente informe se ha diseñado una sección o tramo de un dique rompeolas para el nuevo puerto exterior de San Antonio, localizado en la región de Valparaíso y zona central de Chile, utilizando una técnica de metodología determinista y probabilista, para finalmente evaluar los costes generales de la sección diseñada. A continuación, se presentan las conclusiones de cada ítem elaborado a lo largo del estudio.

14.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS BASES DE DATOS

Las entidades del Instituto de Hidráulica (IH) y la Universidad de Cantabria (UC), proporcionaron las bases de datos para realizar el presente estudio. Se han utilizado las bases GOW, GOT y GOS, correspondientes a las series de reanálisis de oleaje direccional, marea astronómica y marea meteorológica. Por su parte, la batimetría utilizada ha sido proporcionada por el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA).

Se ha realizado una descripción del clima marítimo en aguas profundas de las series de tiempo. Los datos se encuentran aproximadamente a una profundidad de 203 [m]. En los resultados de la estadística básica y las gráficas. Se difiere que la altura de oleaje máxima encontrada es de 5.22 [m], con una media de 1.81 [m]. Por su parte, el periodo máximo correspondió a 24.39 [s], con una media de 13.70 [s]. Además, se tiene que el nivel del mar oscila entre los 1.99 y -0.13 [m], con una desviación estándar del 0.36 [m].

El oleaje predominante se encuentra entre las direcciones del SW y WSW, 225 [°] y 247.5 [°] respectivamente. Por otra parte, se ha realizado un análisis de las direcciones en base a gráficos de histograma, en función de las variables de periodo de pico y altura significativa, logrando diferir una alta proveniencia de los datos en las direcciones del segundo y tercer cuadrante, con frecuencia de estados de mar de 57.63 y 36.35% en las direcciones mencionadas anteriormente.

Por último, se ha analizado la distribución estadística de los parámetros, obteniendo que para la altura significativa, la dirección del oleaje, el nivel del mar, ya la marea astronómica, los datos se ajustan a una distribución de valores extremos. En cambio, para el periodo de pico y la marea meteorológica, los datos se ajustan a una distribución normal.

14.2 PROPAGACIÓN DE OLAJE, ANÁLISIS DE CLIMA MEDIO-EXTREMAL Y PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA OBRA

Luego de la caracterización de las bases de datos históricas, se procedió a realizar una propagación de oleaje con el modelo numérico SWAN. La metodología utilizada consistió en la técnica del algoritmo de máxima disimilitud (MaxDiss). Mediante este algoritmo se han seleccionado 250 casos representativos de estado de mar en base a la serie completa de

oleaje, considerando dos niveles de marea, 0 de bajamar y 2 de pleamar, siendo esta última escogida para cubrir las máximas pleamares vivas equinocciales (PMVE). En conclusión, se ha considerado un total de 500 casos para realizar la propagación de oleaje.

Respecto a los datos incorporados en el modelo de propagación numérica SWAN, el punto de control para la salida de espectros correspondió a una profundidad de 20[m], siendo esta la profundidad a pie de dique considerada para los análisis debido a la información batimétrica observada en el sector de estudio.

Los resultados de la propagación de oleaje fueron derivados en planos, gráficas y estadística de los parámetros de oleaje direccional y nivel del mar. La transformación del oleaje desde aguas profundas hacia aguas someras se ha caracterizado de manera correcta. No obstante, en los resultados se han encontrado aumentos importantes en la altura de ola debido al cañón submarino que se presenta en las cercanías del sitio de interés del estudio. Cabe mencionar que no se ha realizado una calibración y validación de la propagación de oleaje debido a la falta de información de datos en la zona de estudio.

Respecto a la estadística básica de los resultados de clima medio, se la ha logrado observar que la altura de oleaje máxima encontrada es de 7.03 [m], con una media de 1.73 [m], además del periodo de pico con un periodo máximo de 25.59 [s]. Por su parte, el nivel de mar se mantiene a las analizadas previamente en el apartado anterior.

Por su parte, el análisis direccional realizado mediante histogramas de altura significativa y periodo de pico, muestra que un 73.58% de los estados de mar propagados provienen del W (entre el segundo y tercer cuadrante), seguidos por un 12.95% y 12.88%, provenientes del WSW y WNW respectivamente. Al realizar un análisis de dispersión de los datos en función de la altura significativa y la dirección, se logra determinar a priori que existen dos familias direccionales de oleaje.

El régimen extremal se ha realizado mediante los métodos de máximos anuales (GEV) y POT (Peak Over Threshold), siendo para este estudio solo presentado el análisis POT. El umbral de corte considerado correspondió a 3.50 [m], cercano al percentil del 99%.

Para determinar los parámetros de diseño, se han verificado los índices IRE e ISA dictados por la ROM 1.0-09, en función de las características de esta obra. Se ha establecido un IRE alto con una vida útil mínima de 50 años, además de un ISA bajo con P_{fELU} del 0.1, estableciendo así un periodo de retorno de 475 años para la obra. Posterior a estos análisis, se ha encontrado una altura de ola de diseño de 9.61 [m] en función de los 475 años periodo de retorno.

Respecto al periodo de pico y dirección de diseño se han analizado solo los datos que se encuentran sobre el umbral de los 3.50 [m] de la altura significativa. A través de gráficas de dispersión de periodo de pico y dirección vs altura significativa, se ha aplicado una línea de tendencia potencial, concluyendo así valores de diseño de 15.82 [s] para el periodo de pico y 285.83 [°] para la dirección del oleaje.

14.3 DISEÑO DE LA SECCIÓN CON MÉTODO DE NIVEL I

En primer lugar, se ha realizado un análisis de las características de la obra según la ROM, donde se establecieron los valores de índice de repercusión para realizar el análisis funcional de la obra. Se ha establecido un índice IREO alto de 99%, con un número máximo de paradas anuales bajo de 5 (ISAO) y una duración máxima de parada probable para una parada operativa de 3 horas. Posterior a ello, se ha encontrado una cota de coronación de 16.50 [m] mediante los cálculos realizados del diseño por caudal de rebase y run-up.

Posteriormente, se ha confeccionado el diseño estructural de la sección del dique rompeolas, verificando previamente que la ola no rompa por fondo ni por peralte. Se ha diseñado la berma de pie de elementos de cubos de hormigón utilizando la formulación de Gerding (1993), estableciendo un diámetro de las piezas de 2.58 [m] y un peso de 39 [ton]. Por su parte, el manto principal exterior ha sido calculado utilizando las expresiones expuestas por Van Der Meer (1988b) para cubos de hormigón, obteniendo un diámetro de las piezas de 3.60 [m] con un peso de 107 [ton]. Respecto a los mantos secundarios, se han diseñado tres filtros para la zona de barlomar, siendo los dos primeros mantos de 2 capas cada uno y el tercer filtro solo de 1 capa. El primer filtro se ha elaborado de cubos de hormigón de 11 [ton], seguido por los 2 últimos filtros de escollera con un peso de 700-1500 [kg] y 100-35 [kg], respectivamente.

Respecto al núcleo, este se encuentra formado por material todo uno de cantera sin finos, estableciendo intervalos de peso en función de las canteras disponibles que se encuentran aledañas al sector de estudio.

Por su parte, para el cálculo del espaldón se han utilizados las formulaciones expuestas por Pedersen, donde a través de las dimensiones, las fuerzas y momentos de la estructura, se han determinado los parámetros necesarios para la confección del diseño con método de nivel I. La cota de coronación del espaldón correspondió a 18.50 [m], con una geometría cuadrada de hormigón armado de 8x8 [m]. Además, se concluye que se obtuvieron valores superiores al 1.4 respecto a los coeficientes de deslizamiento y vuelco del espaldón. Por último, respecto a la banqueta de cimentación, esta será establecida para un proceso constructivo de la obra, donde se realice un proceso de enrase de la banqueta para que así no se produzcan socavaciones ni aterramientos del espaldón.

14.4 SIMULADOR DE VARIABLES CLIMÁTICAS

Previo a ejecutar la verificación del diseño de nivel I con el método de nivel III, se ha realizado un modelo de simulación de variables climáticas, el cual tiene como objetivo principal utilizarse como base para la realización de un método probabilista de nivel III. Actualmente, estas técnicas de simulación son utilizadas para realizar cálculos de estructura mediante la verificación o revisión de la estabilidad del diseño utilizando técnicas estocásticas. La metodología utilizada para el desarrollo del simulador fue basada en un

diagrama de flujo de procedimientos de cálculo, en el que considera ajustes de variables principales del clima. Por otra parte, este tipo de análisis permite establecer las características estadísticas de las variables así como las relaciones entre estas. Para este caso, se ha determinado que todas las variables climáticas como la dirección del oleaje, el periodo de pico y medio, la marea astronómica y meteorológica, el peralte y la duración de los temporales son dependientes de la altura significativa de la ola.

En primer lugar, los análisis realizados se basan en definir los temporales, bajo el abanico de familias direccionales que pudiese tener el sitio de estudio, encontrándose para este proyecto dos familias de direcciones de oleaje correspondientes al segundo y tercer cuadrante. Para el análisis extremal se consideraron 7 temporales por año, los cual son relacionados para cada variable climática, utilizándose posteriormente para un análisis de ajustes estadísticos de regresión lineal. Por otra parte, para los cálculos del periodo de pico se ha utilizado la técnica de cálculo por peralte, siendo óptimo debido al sentido físico que presenta esta variable y la altura significativa. Finalmente, se han realizado simulaciones de forma aleatoria en base a los ajustes de las variables establecidas, bajo el escenario de 1000 vidas útiles, con una duración de 50 años por cada vida útil y 7 temporales por año, obteniendo así 350.000 simulaciones probabilistas de todas las variables climáticas consideradas en función de las ecuaciones de verificación.

Se observa que los ajustes de las variables siguen la tendencia de los datos originales de manera correcta, no obstante para la segunda familia direccional del oleaje se ha encontrado una dispersión para las alturas de ola más bajas entre las bandas de confianza superior e inferior del 95%, debido a la poca cantidad de temporales considerados para esta familia. Por otra parte, en relación a los periodos, se logra diferir que los valores más pequeños se ajustan de manera correcta en la banda de confianza inferior. Lo contrario sucede con los valores más altos, por lo que se ha tenido que limitar a los periodos de picos con mayor recurrencia de la serie temporal de oleaje. Respecto a la simulación de las direcciones, duraciones de temporales y mareas, tanto astronómica como meteorológica, se considera que los datos simulados son adecuados que las diferencias con respecto a los datos empíricos son muy pequeñas para las dos familias.

14.5 MÉTODO PROBABILISTA DE NIVEL III

Actualmente, las metodologías de diseño de estructuras del método de nivel III mediante simulación, permiten abordar el problema real sin necesidad de conocer la expresión analítica concreta. Este método probabilístico no sencillo, hasta hace relativamente poco tiempo no era posible y obligaba resolver el problema con las simplificaciones de los técnicas deterministas como el método de nivel I. La estimación de la probabilidad de fallo mediante una simulación de Montecarlo se basa en encontrar un alto número de situaciones, siendo utilizadas para la verificación de un diseño de obra a través de los fallos que esta pudiese tener en sus secciones. La fiabilidad del método depende por supuesto de una medida realista de las funciones de distribución de las variables y sus correlaciones estadísticas.

Para un dique en su formato de rompeolas, existen varias posibilidades o alternativas de modos de fallo, siendo las más comúnmente analizadas: la extracción de las piezas del manto principal, la extracción de las piezas de la berma inferior de pie, además del deslizamiento y vuelco del espaldón.

En primer lugar, se ha confeccionado un diseño de una sección del dique rompeolas exterior para el nuevo puerto de San Antonio, utilizando una metodología determinista de nivel I, donde se obtuvieron valores del dimensionamiento y planos de la estructura. Previo a esta acción, se ha desarrollado un análisis funcional de la obra mediante los parámetros y restricciones dictadas por la ROM, para así encontrar la cota de coronación máxima que la obra posee mediante los cálculos por rebase y run-up.

Posteriormente, se inicia de una caracterización y simulación de las variables climáticas influyentes, para luego desarrollar una verificación de la estructura diseñada con el método de nivel I, utilizando un proceso estocástico de nivel III de las variables involucradas, incorporando las incertidumbres necesarias al modelo que forman un papel relevante en el proceso constructivo de la obra, siendo un claro ejemplo la variación que pudiese tener las propiedades de los materiales, como lo son el coeficiente de fricción y la densidad de la roca para la berma de pie, o bien la densidad del hormigón para las piezas del manto exterior principal al momento de diseñar los cubos, modificando los pesos y sus diámetros. Además, también se incorpora la incertidumbre o variabilidad que poseen los valores constantes de las formulaciones de fuerzas y momentos del espaldón. Cabe mencionar, que para el fallo de la berma y manto superior, se ha considerado a través del cálculo del parámetro de daño Nod; en el caso de la berma de pie se ha considerado rotura frágil, mientras que para el manto principal se ha calculado la evolución del daño a lo largo de la vida útil.

Los resultados presentaron que la sección diseñada con el método de nivel I, no cumple con los requisitos de la ROM del criterio de probabilidad conjunta de fallo, ni tampoco el del índice de fiabilidad. Las secciones del manto principal exterior y la berma inferior de pie presentaron 16% de probabilidad de falla, muy por encima del 10% máximo que dicta la ROM. Por otra parte, para el espaldón se encontraron probabilidades de fallo de 0% en deslizamiento y vuelco. En resumen, la probabilidad de fallo global de la estructura tuvo un 32%, determinando a través de estos resultados la modificación de la obra previamente diseñada con el método determinista de nivel I.

Se decide realizar un cambio en el diámetro de las piezas del manto principal aumentando su valor, para así disminuir la probabilidad de fallo del 16%. Por otra parte, también se ha aumentado el diámetro de las piezas de la berma de pie por el mismo motivo de la sección anterior. Por último, la geometría del espaldón a pesar de tener 0% de probabilidad de fallo no se ha modificado, debido a que los cambios establecidos de las secciones anteriores quedan bajo y cercano al 10%.

En conclusión, los cambios realizados en el dimensionamiento logran cumplir con los requisitos de obtener una probabilidad de fallo global menor al 10% a lo largo de todas las vidas útiles analizadas, obteniendo así un fallo final de la estructura del 8%. No obstante, no

cumple con el requerimiento marcados por la ROM de los índices de fiabilidad de cada modo de fallo. Esto ocurre, debido a que los resultados obtenidos se encuentran sujeto a la baja cantidad de vidas útiles consideradas para realizar la verificación de la sección del dique rompeolas.

Se propone una futura línea de trabajo donde se analice una mayor cantidad de vidas útiles, ya que esto disminuiría la incertidumbre y el error asociado que provoca el haber analizado solo 25 vidas útiles. Actualmente, en el mercado mundial de diseño de diques, se utilizan simuladores probabilistas de nivel III de 1000 a 10000 vidas útiles, para lo cual es inminente un sistema computacional que permita las condiciones de estudio en función del tiempo y la entrega de los resultados.

14.6 COSTES DE LA OBRA

El análisis general de costes se ha realizado para la obra diseñada del método de nivel I y III, para así realizar un cuadro comparativo de los valores encontrados por cada sección diseñada. Se han considerados valores de coste unitarios por m³ para cada material de construcción que se utiliza para la fabricación de las piezas de cada sección. Para este estudio en particular, se han establecido los precios en función de la información extraída de los documentos del Observatorio de Obras Portuarias y la Estadística de Precios Unitarios de España. Cabe mencionar, que no se ha realizado la actualización de los precios debido a la falta de información para completar el cálculo de las formulaciones para obras portuarias.

Se han efectuado dos presupuestos (nivel I y nivel III), los cuales abarcan las secciones del núcleo utilizando material de todo en uno cantera, la doble capa del manto principal exterior que abarca las piezas de cubo de hormigón utilizando hormigón en masa, los tres mantos secundarios de cubos de hormigón (primer filtro) y escollera (segundo y tercer filtro), y por último el espaldón diseñado con hormigón armado HM-30.

Los cálculos se han realizado a través de los parámetros de longitud, superficie y volumen de cada sección trabajada. Por lo tanto, se ha determinado que el coste por m/L de la obra utilizando el método de nivel I corresponde a 59,217 €, y mediante el método de nivel III el valor corresponde a 61,915 €. Por su parte, el coste del tramo final de la sección analizada a lo largo del estudio fue de 17,765,241 € mediante el método de nivel I, en cambio con el método probabilista y con la obra rediseñada se obtuvo un precio final de 18,574,527 €. Es relevante hacer hincapié en la diferencia de precios que se obtiene en cada una de los métodos empleados, ya que al haber incorporado una verificación del diseño preliminar determinista mediante el método estocástico de las variables, se logra diferir que la obra en sus inicios fallaría en sus dimensiones al estar sobre el 10% de probabilidad de falla que dicta la ROM para las vidas útiles analizadas. No obstante, hoy en día al no emplearse en todos los proyectos este tipo de verificación estructural, hace que este tipo de herramientas sean útiles en cualquier fase de vida de una obra marítima o puerto, pudiendo emplearse en etapas de mantenimiento u otras alternativas.

15 BIBLIOGRAFÍA

GODA, Y.; 1992: "Transformation of wave crest pattern in shoaling water". International Conference on Coastal Engineering, pp. 199 – 211.

PUERTOS DEL ESTADO; 2009: "ROM 0.0 – 09. Procedimiento General y Bases de Cálculo para Proyectos en Obras Marítimas (Parte I).

PUERTOS DEL ESTADO; 2009: "ROM 1.0 – 09. Diques de Abrigo contra las Oscilaciones del MAR (Parte I); Bases y Factores del Proyecto.

PUERTOS DEL ESTADO; 2009: "ROM 1.1 – 18. Recomendaciones para el Proyecto de Construcción de Diques de Abrigo".

Coastal Engineering Manual, CEM_Part-VI_Chap-5-pt1.

Meer, J. W. van der, Allsop, N. W. H., Bruce, T., Rouck, J. De, Kortenhaus, A., Pullen, T., ... Zanuttigh, B. (2016). EurOtop Manual on wave overtopping of sea defences and related structures, manual largely based on European research, but for worldwide application.

Burcharth & Sorensen.; 2000: "Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical Wall breakwaters"

Tanimoto et al.; 1982: Extracto del documento: "Irregular wave tests for composite breakwater Foundations".

Lara et al.; 2019: "High-resolution time-dependent probabilistic assessment of the hydraulic performance for historic coastal structures: Application to Lueca Breakwater".

Lucio et al.; 2017: "Probabilistic Hydraulic Design Verification of the Breakwater of Laredo's Port (Cantabria, Spain)". – Coastal Hydrodynamics and infrastructure Group.

Gerding E.; 1993: "Toe structure stability of rubble mound breakwaters". Delft University of Technology.

Pedersen, Jan.; 1996: "Wave and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters an Experimental Study". Aalborg Universitet.

Van Der Meer.; 1987: "Stability of breakwater armour layers – Design formulae". Delft Hydraulics Harbours.

The Rock Manual, versión 2007.- "Physical Processes and design tools". Delft University of Technology.